

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL



TEMA DE DISERTACIÓN

Impacto producido por la variación en rigidez, masa sísmica y coeficiente del módulo elástico en el comportamiento dinámico de edificios con sistemas de pórticos resistentes a momento y sistemas duales.

NOMBRE: GABRIEL SALAZAR

Fecha: Viernes 05 de junio del 2015

QUITO – ECUADOR

## Agradecimiento

A Dios, por darme la vida junto a mi familia bendecidos de su palabra, sinónimo de amor y sencillez, me has enseñado a llevar una vida llena de paz y tranquilidad en toda adversidad.

A mis Padres Hugo y Marianita de Jesús, por su amor y comprensión que hicieron posible alcanzar una meta más en mi vida, la cual me permite seguir avanzando hasta cumplir mis sueños.

A mis Hermanos Cristian, Víctor Hugo y Daniel, por su apoyo incondicional y aquellos consejos que supieron fortalecer mi espíritu hacia la meta.

A mis profesores, por sus enseñanzas que hicieron posible la culminación de mi carrera profesional, a mi director y correctores de disertación, Ing. Juan Carlos Garcés, Ing. Marcelo Guerra y Ing. Lauro Lara, por su tiempo y apoyo ofrecido en este trabajo.

A todos mis amigos, quienes compartimos nuestra formación profesional, por hacer de esta, una etapa inolvidable.

## Dedicatoria

A mis padres Hugo Salazar Vela y Marianita de Jesús Guanoluisa, por ser ejemplo de unión y perseverancia, aspectos indispensables para la obtención de mi título universitario.

A mi hermano Cristian por ser un gran hermano mayor, por su apoyo y confianza demostrada en cada momento de mi vida, a mi hermano Víctor por su motivación constante, y mi hermano Daniel, para que continúe el ejemplo demostrado por nosotros.

A toda mi familia y amigos dedico este trabajo, por nunca haber perdido la confianza en mí y ser parte fundamental en la finalización de mi trabajo.

## **RESUMEN**

Esta disertación explica los conceptos en el comportamiento de los edificios durante la presencia de sismos, en el cual, se aplica los conceptos básicos de diseño sismo resistente en edificios. Es un intento de responder a algunas de las preguntas más frecuentes de Arquitectos e Ingenieros estructurales, con respecto al comportamiento de hormigón armado y edificios de acero bajo la acción de cargas laterales, especialmente durante un sismo.

El estudio se realizará en base a la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2011, el cual se mantiene actualizándose con el fin de obtener mejores resultados en el comportamiento de las estructuras del país, brindando protección y economía en dichas edificaciones.

Se propone analizar edificios con diferentes alturas, diferente distribución en masa y rigidez aplicando los sistemas estructurales comúnmente usados en el país como son los sistemas de pórticos resistentes a momento y sistemas duales.

El coeficiente del módulo elástico según la NEC-11 es muy cuestionable, ya que existe mucha subjetividad en los profesionales en el uso de dicho factor, sin embargo se permite una holgura del 20% de este valor. La finalidad de este estudio es reducir la subjetividad en cuanto al efecto dinámico producido por el coeficiente del módulo elástico con respecto a la estructura en presencia de un sismo.

Una vez modelado los tipos de sistemas estructurales a usarse en el software Autodesk Robot Structural analysis profesional, se realiza el análisis del comportamiento dinámico, donde se revisa los parámetros fundamentales tales como: Corte basal, periodos fundamentales de vibración y deformaciones en edificios, en función de la variación del coeficiente de la expresión del módulo de elasticidad, rigidez y masa reactiva.

# TABLA DE CONTENIDOS

<b>RESUMEN .....</b>	<b>iv</b>
<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>xi</b>
<b>INDICE DE GRAFICOS .....</b>	<b>xvi</b>
<b>CAPITULO I INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Introducción a la sismología.....</b>	<b>2</b>
1.1.1 Origen del sismo.....	2
1.1.2 Origen del sismo.....	3
1.1.3 Estructura interna del planeta tierra.....	4
1.1.3.1 Corteza terrestre.....	5
1.1.3.2 Manto.....	5
1.1.3.2.1 Manto exterior.....	6
1.1.3.2.2 Manto Interior .....	6
1.1.3.3 Núcleo.....	6
1.1.3.3.1 Núcleo externo .....	6
1.1.3.3.2 Núcleo Interno.....	6
1.1.4 Fallas Geológicas.....	7
1.1.4.1 Falla Normal .....	7
1.1.4.2 Falla Inversa .....	8
1.1.4.3 Falla de desgarre .....	8
1.1.5. Ondas sísmicas .....	9
1.1.5.1 Ondas de Cuerpo.....	9
1.1.5.1.1 Ondas Primarias u ondas P.....	9
1.1.5.1.1.1 Ondas Secundarias u Ondas S .....	10
1.1.5.2 Ondas de superficie.....	10
1.1.5.2.1 Ondas Rayleigh .....	10
1.1.5.2.2 Ondas love u ondas L.....	11
<b>1.2 Sismicidad del Ecuador .....</b>	<b>11</b>
1.2.1 Peligrosidad Sísmica .....	16
<b>1.3 Características dinámicas de edificios.....</b>	<b>17</b>
1.3.1 Periodo De Vibración .....	18
1.3.1.1 Período De Vibración Fundamental .....	19
1.3.2 Modo de vibración.....	19
1.3.2.1 Modo fundamental de Oscilación.....	20
1.3.3 Módulo De Elasticidad .....	21
1.3.4 Amortiguamiento.....	21
1.3.5 Acelerograma .....	22
1.3.6 Ductilidad .....	23
1.3.7 Resistencia lateral.....	25
1.3.8 Rigidez lateral.....	25
1.3.9 Deriva De Piso.....	25
1.3.10 Estructuras de un grado de libertad .....	25

<b>1.4</b>	<b>Sistemas Estructurales Para Resistencia Sísmica .....</b>	<b>26</b>
1.4.1	Sistemas De Pórtico Resistente A Momento .....	26
1.4.2	Sistemas Duales .....	27
1.4.2.1	Pórtico Especial Sismo Resistente Con Muros Estructurales (Sistemas Duales).....	27
1.4.2.2	Pórtico Especial Sismo Resistente Con Diagonales Rigidizadoras .....	28
<b>1.5</b>	<b>EL ESPECTRO DE RESPUESTA .....</b>	<b>28</b>
1.5.1	Tipos De Espectros .....	29
1.5.1.1	Espectros de respuesta elástica .....	29
1.5.1.2	Espectros de respuesta inelástica .....	30
1.5.1.3	Espectros De Diseño .....	30
1.5.1.3.1	Espectros de diseño de aceleración .....	30
1.5.1.3.2	Espectros de diseño de desplazamiento .....	31
1.5.1.3.3	El Espectro De Respuesta Modal .....	32
<b>1.6</b>	<b>Acciones Dinámicas Sobre Edificios .....</b>	<b>33</b>
<b>CAPITULO II BASE DE DISEÑO SÍSMICO .....</b>		<b>34</b>
<b>2.1</b>	<b>BASES DEL DISEÑO SÍSMICO NEC 2011 .....</b>	<b>35</b>
2.1.1	Factor de zona sísmica (Z) .....	35
2.1.1	Tipos De Perfiles De Suelo .....	37
2.1.2	Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo fa, fd y fs .....	38
2.1.3.1	Factor de sitio Fa .....	38
2.1.3.2	Factor de sitio Fd .....	39
2.1.3.3	Factor de sitio Fs.....	40
2.1.3	Importancia de la estructura Coeficiente (I). .....	41
2.1.4	Factor De Reducción De Resistencia Sísmica (R) .....	42
2.1.6	Espectros Elásticos De Diseño NEC2011 .....	44
2.1.6.1	Espectro Elástico De Diseño En Aceleraciones .....	44
2.1.6.2	Espectro Elástico De Diseño En Desplazamientos.....	47
2.1.7	Determinación Del Periodo De Vibración (T) .....	49
2.1.7.1	Método 1 .....	49
2.1.7.2	Método 2 .....	50
2.1.8	Coeficientes De Configuración Estructural.....	51
2.1.8.1	Coeficiente De Configuración Estructural En Planta ØP .....	51
2.1.8.2	Coeficiente De Configuración Estructural En Elevación ØE.....	52
2.1.9	Cortante Basal De Diseño (V) .....	54
2.1.10	Distribución Vertical De Fuerzas Laterales .....	54
2.1.11	Distribución Horizontal Del Cortante .....	55
2.1.12	Momentos Torsionales Horizontales .....	56
2.1.13	Control De La Deriva De Piso.....	57
2.1.14	Análisis Dinámico Espectral .....	58
2.1.14.1	Espectro de respuesta.....	58
2.1.14.2	Numero de modos.....	59
2.1.14.3	Combinación de modos .....	59

2.1.14.4 Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico .....	59
<b>CAPITULO III ESPECTROS DE RESPUESTA NEC 2011 .....</b>	<b>60</b>
<b>3.1 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento .....</b>	<b>62</b>
3.1.1 Comparación de espectros de respuesta entre NEC 2011 – NEC 2014 .....	64
<b>3.2 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales.....</b>	<b>68</b>
<b>3.3 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de Acero estructural con pórticos resistentes a momento. ....</b>	<b>69</b>
<b>3.4 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 Pórticos resistentes a momento en edificios de Acero estructural con diagonales rigidizadoras .....</b>	<b>71</b>
<b>CAPITULO IV MEMORIA DE CÁLCULO .....</b>	<b>73</b>
<b>4.1 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento .....</b>	<b>75</b>
4.1.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento Agrietado 70% .....	77
4.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	80
<b>4.2 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales.....</b>	<b>81</b>
4.2.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Ubicación 1.....	82
4.2.1.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 70%.....	84
4.2.1.2 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 50%.....	87
4.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Ubicación 2 .....	88
4.2.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Agrietado 70%.....	90
4.2.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Agrietado 50%.....	93
4.2.3 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Ubicación 3.....	94
4.2.3.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 70%.....	96
4.2.3.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 50%.....	99
<b>4.3 Pórticos resistentes a momento de Acero estructural .....</b>	<b>100</b>
<b>4.4 Pórticos de acero estructural resistentes a momento con arriostramiento .....</b>	<b>108</b>
4.4.1 Pórticos de acero estructural resistentes a momento con arriostramiento 1 .....	109

4.4.2 Pórticos resistentes a momento de Acero estructural con arriostramiento 2	114
4.4.3 Pórticos resistentes a momento de Acero estructural con arriostramiento 3	120
<b>4.5 Pórticos resistentes a momento con diferente módulo de elasticidad.....</b>	<b>126</b>
4.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=18120 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	127
4.5.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=18120 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	129
4.5.1.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento Agrietado 50% $E=18120 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	132
4.5.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento $E=15600 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	133
4.5.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=15600 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	135
4.5.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=15600 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	137
4.5.3 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=15100 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	139
4.5.3.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=15100 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	141
4.5.3.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=15100 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	144
4.5.4 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=14000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	145
4.5.4.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=14000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	147
4.5.4.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=14000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	150
4.5.5 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=13000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	151
4.5.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=13000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	153
4.5.5.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=13000 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	156
4.5.6 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=12080 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	157
4.5.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=12080 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	159
4.5.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=12080 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	162
4.5.7 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=10400 \sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	163



4.5.7.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% $E=10400\sqrt{f'c'} [Kg/cm^2]$ .....	165
4.5.7.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=10400\sqrt{f'c'} [Kg/cm^2]$ .....	168
<b>4.6 Pórtico resistente de hormigón armado alterando efectos de rigidez ....</b>	<b>169</b>
4.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y .....	170
4.6.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	172
4.6.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	175
4.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X.....	177
4.6.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	178
4.6.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	181
4.6.3 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas.....	182
4.6.3.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	183
4.6.3.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	186
4.6.4 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección constante en edificio de 10 plantas.....	187
4.6.4.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	189
4.6.4.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	192
4.6.5 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas.....	193
4.6.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	195
4.6.5.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	198
4.6.6 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección constante en edificio de 20 plantas.....	199
4.6.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	201
4.6.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	204
<b>4.7 Pórtico resistente de hormigón armado alterando efectos de masa reactiva</b> .....	<b>205</b>

4.7.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	206
4.7.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	208
4.7.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	211
4.7.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	212
4.7.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70% .....	214
4.7.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% .....	217
<b>CAPITULO V ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>219</b>
5.1 Análisis de edificios de 2 plantas.....	219
5.2 Análisis de edificios de 5 plantas.....	226
5.3 Análisis de edificios de 10 plantas.....	234
5.4 Análisis de edificios de 20 plantas.....	244
<b>CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>254</b>
6.1 Conclusiones .....	254
6.2 Recomendaciones .....	258
<b>Bibliografía .....</b>	<b>260</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	36
Tabla 3 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico .....	38
Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa NEC 2011 .....	39
Tabla 5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa NEC 2014 .....	39
Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd NEC 2011 .....	40
Tabla 7 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd NEC 2014.....	40
Tabla 8 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs NEC 2011 .....	41
Tabla 9 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs NEC 2014 .....	41
Tabla 10 Categoría del edificio y coeficiente de importancia I.....	42
Tabla 11 Comparación coeficiente R para sistemas estructurales.....	43
Tabla 12 Factor r NEC-2011 y NEC-2014.....	45
Tabla 14 Coeficiente de irregularidad en planta.....	52
Tabla 15 Coeficiente de irregularidad en elevación .....	53
Tabla 16 Control de derivas de piso NEC-2011.....	57
Tabla 17 Geometría de las estructuras .....	61
Tabla 18 Parámetros para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento .....	63
Tabla 19 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	63
Tabla 20 Parámetros para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento NEC-2011 y NEC-2014 .....	64
Tabla 21 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ según NEC 2011 y NEC 2014.....	65
Tabla 22 Comparación de espectros de respuesta entre NEC 2011 y NEC-2014 .....	65
Tabla 23 Parámetros en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales .....	68
Tabla 24 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	69
Tabla 25 Parámetros en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento .....	70
Tabla 26 Resultados obtenidos del análisis estático para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento sin diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	70
Tabla 27 Parámetros en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento y diagonales rigidizadoras.....	71
Tabla 28 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento y diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	71
Tabla 29 Parámetros: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento .....	76
Tabla 30 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento .....	77
Tabla 31 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	77
Tabla 32 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	77
Tabla 33 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	78
Tabla 34 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	80
Tabla 35 Dimensionamiento: Edificios con pórticos de hormigón armado resistentes a momento y muros estructurales esquineros.....	83
Tabla 36 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	84
Tabla 37 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	85
Tabla 38 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	87
Tabla 39 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	89
Tabla 40 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z= 0.4g$ .....	90

Tabla 41 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	91
Tabla 42 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	93
Tabla 43 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	95
Tabla 44 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	96
Tabla 45 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	97
Tabla 46 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	99
Tabla 47 Dimensionamiento: Edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento .....	103
Tabla 48 Periodos de vibración para edificios con pórticos de acero estructural resistentes a momento .....	104
Tabla 49 Cortante estático y dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	105
Tabla 50 Deformaciones para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	106
Tabla 51 Dimensionamiento: Edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1 .....	110
Tabla 52 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	110
Tabla 53 Cortante estático y dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	112
Tabla 54 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	113
Tabla 55 Dimensionamiento: Edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con riostras en 2 .....	115
Tabla 56 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	116
Tabla 57 Corte Estático y Dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 .....	117
Tabla 58 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 .....	119
Tabla 59 Dimensionamiento: Edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3 .....	121
Tabla 60 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 .....	122
Tabla 61 Corte estático y dinámico para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	123
Tabla 62 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	124
Tabla 63 Dimensionamiento: Sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=18120\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	128
Tabla 64 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	129
Tabla 65 Corte Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	130
Tabla 66 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	132
Tabla 67 Dimensionamiento: Sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=15600\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	134
Tabla 68 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15600\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	135
Tabla 69 Corte Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15600\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	136
Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15600\sqrt{f'c}$ [ $Kg/cm^2$ ] .....	138

Tabla 71 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=15100\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	140
Tabla 72 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	141
Tabla 73 Cortante Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	142
Tabla 74 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	144
Tabla 75 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=14000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	146
Tabla 76 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	147
Tabla 77 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	148
Tabla 78 Deformaciones para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	150
Tabla 79 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=13000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	152
Tabla 80 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	153
Tabla 81 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	154
Tabla 82 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	156
Tabla 83 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=12080\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	158
Tabla 84 Periodos de vibración en pórticos de hormigón armado resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	159
Tabla 85 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	160
Tabla 86 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	162
Tabla 87 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	164
Tabla 88 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	165
Tabla 89 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón con pórticos resistentes a momento armado para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	166
Tabla 90 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	168
Tabla 91 Dimensionamiento: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y	172
Tabla 92 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y	172
Tabla 93 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y	174
Tabla 94 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y	175
Tabla 95 Dimensionamiento: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X	178
Tabla 96 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X	178
Tabla 97 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X	180

Tabla 98 Tabla Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X .....	181
Grafico 124 Grafico Vista 3D: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	183
Tabla 99 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	183
Tabla 100 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	183
Tabla 101 Tabla Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas.....	185
Tabla 102 Tabla Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	186
Tabla 103 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	188
Tabla 104 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	189
Tabla 105 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	190
Tabla 106 Deformación en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	192
Tabla 107 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	195
Tabla 108 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	195
Tabla 109 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	197
Tabla 110 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	198
Tabla 111 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	200
Tabla 112 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	201
Tabla 113 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	202
Tabla 115 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	207
Tabla 116 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	208
Tabla 117 Tabla Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas .....	209
Tabla 118 Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	211
Tabla 119 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	213
Tabla 120 Tabla Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	214
Tabla 121 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z = 0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	215

Tabla 122 Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	217
Tabla 123 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70% .....	223
Tabla 124 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 50% .....	225
Tabla 125 resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70% .....	231
Tabla 126 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 50% .....	234
Tabla 127 resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70% .....	241
Tabla 128 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 50% .....	244
Tabla 129 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70% .....	251
Tabla 130 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 50% .....	254

# ÍNDICE DE GRÁFICOS

Grafico 1 Esquema del sismo .....	3
Grafico 2 Componentes del plano de falla .....	4
Grafico 3 ángulo de buzamiento .....	4
Grafico 4 Estructura de la tierra .....	7
Grafico 5 Falla normal .....	8
Grafico 6 Falla inversa .....	8
Grafico 7 Falla de desgarre .....	9
Grafico 8 Ondas Primarias P .....	9
Grafico 9 Ondas secundarias S .....	10
Grafico 10 Ondas Rayleigh .....	10
Grafico 11 Ondas love .....	11
Grafico 12 Cinturón de fuego .....	11
Grafico 13 Placas tectónicas .....	12
Grafico 14 Falla por subducción .....	12
Grafico 15 Sismicidad en Ecuador Año 2013 .....	13
Grafico 16 Sismicidad en Bahía de Caraquez - Ecuador Año 1998 .....	14
Grafico 17 Sismicidad en Cotopaxí - Ecuador Año 1996 .....	14
Grafico 18 Sismo en Bahía de Caraquez .....	15
Grafico 19 Historial de los sismos más importantes en Ecuador .....	15
Grafico 20 Historial de los sismos más importantes en el Mundo .....	16
Tabla 1 Probabilidad de excedencia del sismo NEC 2011 .....	17
Grafico 21 Periodo fundamental de vibración .....	19
Grafico 22 Modos naturales de vibración .....	21
Grafico 23 Diagrama de la deformación de piso con respecto al amortiguamiento de 0.5%, 5%, 20% .....	22
Grafico 24 Acelerograma .....	23
Grafico 25 Diagrama de Ductilidad .....	24
Grafico 26 Esquema de estructuras de un grado de libertad .....	26
Grafico 27 Procedimiento para hallar un espectro de respuesta .....	29
Grafico 28 Espectro de diseño de aceleración .....	31
Grafico 29 Acciones dinámicas sobre edificios .....	33
Grafico 30 Mapa de zona sísmica del Ecuador .....	36
Grafico 31 Factor de reducción de resistencia sísmica .....	43
Grafico 32 Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-11 .....	47
Grafico 33 Espectro elástico de diseño en desplazamiento NEC-11 y NEC-14 .....	48
Tabla 13 Coeficiente $C_t$ y $\alpha$ NEC-2011 y NEC 2014 .....	49
Grafico 34 Sistemas Estructurales .....	60
Grafico 35 Vista en planta xy .....	61
Grafico 36 Vista en 3D .....	62
Grafico 37 Espectro de Respuesta para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento sin muros estructurales NEC-2011 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	63
Grafico 38 Comparación entre espectro de respuesta de la NEC 2011 y NEC 2014 para un edificio de hormigón armado con pórtico resistente a momentos para un suelo tipo "C" y factor $Z=0.4g$ .....	66
Grafico 39 Comparación entre espectro de respuesta de la NEC 2011 y NEC para un edificio de hormigón armado con pórtico resistente a momentos aplicando el factor R, para un suelo tipo "C" y factor $Z=0.4g$ .....	67
Grafico 40 Espectro de Respuesta para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales NEC-2011 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	69
Grafico 41 Espectro de Respuesta para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento sin diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	70
Grafico 42 Espectro de Respuesta para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	72
Grafico 43 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento .....	76
Grafico 44 vista en 3D: Sistema de pórticos resistentes a momento .....	76
Grafico 45 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	79
Grafico 46 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	80



Grafico 47 Vista en planta: Sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros.....	82
Grafico 48 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros.....	83
Grafico 49 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	84
Grafico 50 Cortante estático y dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	86
Grafico 51 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	87
Grafico 52 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	88
Grafico 53 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	89
Grafico 54 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	90
Grafico 55 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	92
Grafico 56 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	93
Grafico 57 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales .....	94
Grafico 58 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales...	95
Grafico 59 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	96
Grafico 60 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	98
Grafico 61 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	99
Grafico 62 Sistemas especiales compactas.....	101
Grafico 63 Compacidad en pórticos a momento “especiales”.....	101
Grafico 64 Dimensiones para el edificio de acero estructural.....	102
Grafico 65 Especificaciones técnicas del deck metálico .....	102
Grafico 66 Dimensiones del deck metálico.....	103
Grafico 67 Vista en planta y 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural ....	103
Grafico 68 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	104
Grafico 69 Cortante estático y dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	105
Grafico 70 Deformaciones para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	107
Grafico 71 Dimensiones riostra rigidizadora .....	108
Grafico 72 Vista en Elevación: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1 .....	109
Grafico 73 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1 .....	109
Grafico 74 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	111
Grafico 75 Cortante estático y dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	112
Grafico 76 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	113
Grafico 77 Vista en Elevación: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 2.....	114
Grafico 78 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 2 .....	115
Grafico 79 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	116
Grafico 80 Corte Estático y Dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	118
Grafico 81 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	119

Grafico 82 Vista en Planta: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3.....	120
Grafico 83 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3 .....	121
Grafico 84 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	122
Grafico 85 Corte Estático y Dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	124
Grafico 86 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ .....	125
Grafico 87 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=18120\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	128
Grafico 88 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	129
Grafico 89 Corte Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	131
Grafico 90 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=18120\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	132
Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=15600\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	133
Grafico 91 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=15600\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	134
Grafico 92 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15600\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	135
Grafico 93 Corte Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15600\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	137
Tabla 70.....	138
Grafico 94 .....	138
Grafico 95 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=15100\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	140
Grafico 96 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	141
Grafico 97 Cortante Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	143
Grafico 98 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=15100\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ].....	144
Grafico 99 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=14000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	146
Grafico 100 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	147
Grafico 101 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ].....	149
Grafico 102 Deformaciones para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=14000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	150
Grafico 103 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=13000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	152
Grafico 104 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	153
Grafico 105 Cortante estático y dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ].....	155
Grafico 106 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=13000\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ].....	156
Grafico 107 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=12080\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	158
Grafico 108 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	159
Grafico 109 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	161
Grafico 110 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=12080\sqrt{f'c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	162

Grafico 111 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	164
Grafico 112 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	165
Grafico 113 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	167
Grafico 114 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ y $E=10400\sqrt{f_c'}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] .....	168
Grafico 115 Vista en planta: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y .....	170
Grafico 116 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y .....	171
Grafico 117 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y .....	173
Grafico 118 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y .....	174
Grafico 119 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y .....	176
Grafico 120 Vista en 3D: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X .....	177
Grafico 121 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X .....	179
Grafico 122 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X .....	180
Grafico 123 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X .....	181
Grafico 125 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	184
Grafico 126 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	185
Grafico 127 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas .....	186
Grafico 128 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	188
Grafico 129 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	189
Grafico 130 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	191
Grafico 131 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas .....	192
Grafico 132 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	194
Grafico 133 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	196
Grafico 134 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	197

Grafico 135 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas .....	198
Grafico 136 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas.....	200
Grafico 137 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	201
Grafico 138 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	203
Tabla 114 la Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	204
Grafico 139 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas .....	204
Grafico 140 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.30 Toneladas .....	207
Grafico 141 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	208
Grafico 142 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	210
Grafico 143 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.30 Toneladas.....	211
Grafico 144 Grafico Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	213
Grafico 145 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	214
Grafico 146 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	216
Grafico 147 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor $Z=0.4g$ con carga muerta de 0.40 Toneladas.....	217
Grafico 148 Resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración .....	223
Grafico 149 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico.....	224
Grafico 150 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 50%: Deformaciones .....	225
Grafico 151 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración .....	232
Grafico 152 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico .....	233
Grafico 153 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 50%: Deformaciones.....	235
Grafico 154 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración .....	241
Grafico 155 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico .....	243
Grafico 156 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 50%: Deformaciones.....	245
Grafico 157 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración .....	252
Grafico 158 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico .....	253
Grafico 159 Grafico resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 50%: Deformaciones .....	255

# **CAPITULO I INTRODUCCIÓN**

En los tiempos modernos donde los edificios requieren un mayor estudio estructural, teniendo presente la exigencia de situarnos en un sector de riesgo sísmico alto, por lo cual, en esta disertación se propone estudiar el comportamiento sismo resistente de estructuras.

Esta disertación explica los conceptos en el comportamiento de los edificios durante la presencia de sismos, en el cual se aplica los conceptos básicos de diseño sismo resistente en edificios. Es un intento de responder a algunas de las preguntas más frecuentes de Arquitectos e Ingenieros estructurales con respecto al comportamiento de hormigón armado y edificios de acero bajo la acción de cargas laterales, especialmente durante un sismo.

El estudio se realizará en base a la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2011, el cual se mantiene actualizándose con el fin de obtener mejores resultados en el comportamiento de las estructuras del país, brindando protección y economía en dichas edificaciones.

Se propone analizar edificios con diferentes alturas, diferente distribución en masa y rigidez aplicando los sistemas estructurales comúnmente usados en el país como son los sistemas de pórticos resistentes a momento y sistemas duales. Se realiza este análisis con el objetivo de observar el comportamiento de la estructura variando cada aspecto indicado, con lo cual se podrá concluir el nivel de influencia que tiene dichos parámetros sobre los edificios.

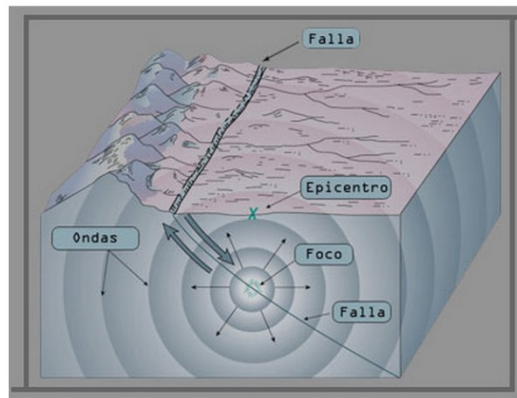
El coeficiente del módulo elástico según la NEC-11 correspondiente a  $E_c=13000(f'c)^{1/2}$  es muy cuestionable, ya que existe mucha subjetividad en los profesionales en el uso de dicho factor, sin embargo se permite una holgura del 20% de este valor. La finalidad de este estudio es reducir la subjetividad en cuanto al efecto producido por el coeficiente del módulo elástico con respecto a la estructura en presencia de un sismo.

## **1.1 Introducción a la sismología**

### **1.1.1 Origen del sismo**

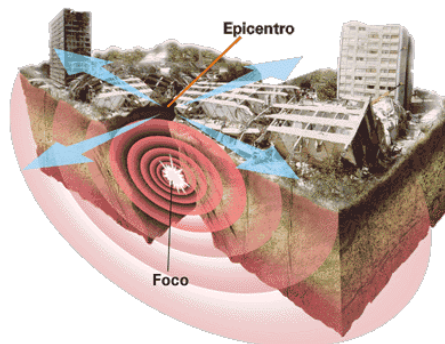
Se denomina sismo al movimiento del terreno producido en la corteza terrestre producto de la liberación repentina de energía en el interior de la tierra, producido por el reajuste de las placas tectónicas. El punto donde se origina el sismo se denomina hipocentro o foco, esta energía se transmite a la superficie en diferentes tipos de ondas que se propagan en todas las direcciones. El epicentro es el punto ubicado en la superficie terrestre más próximo al hipocentro donde se origina el sismo.

### 1.1.2 Origen del sismo



Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm5.htm>

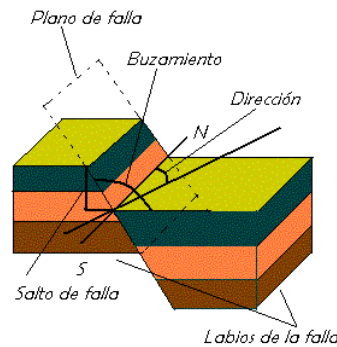
**Gráfico 1 Esquema del sismo**



Fuente: [http://www.ecuadoracolors.com/ed2012\\_nov/pages/amb01.html](http://www.ecuadoracolors.com/ed2012_nov/pages/amb01.html)

Los sismos de origen tectónico están íntimamente asociados con la formación de fallas geológicas que a continuación se describe. Los esfuerzos y deformaciones que se producen en las zonas de la corteza cercanas a los contactos entre placas, generan fracturas denominados planos de falla en el cual se puede identificar los siguientes componentes: bloques de falla, orientación o dirección, buzamiento, desplazamiento

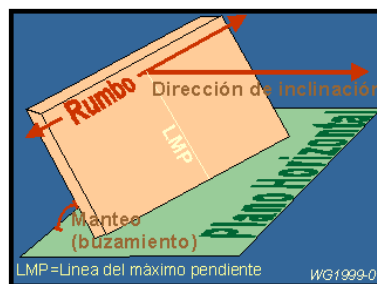
## Gráfico 2 Componentes del plano de falla



Fuente: <http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas/>

El plano de falla es la superficie en la cual se separan las dos porciones de rocas denominados bloques de falla. La orientación o dirección del plano de falla, con respecto al rumbo con el eje Norte-Sur y una línea horizontal con su ángulo de buzamiento, es decir, el ángulo formado entre el plano de falla con respecto al horizonte. El desplazamiento es la distancia neta entre las superficies de los bloques y la dirección en que se ha movido un bloque con respecto al otro.

## Gráfico 3 ángulo de buzamiento



Fuente: <http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas/>

### 1.1.3 Estructura interna del planeta tierra

La estructura interna de la tierra ha sido determinada, utilizando el tiempo que tardan en viajar las ondas sísmicas reflejadas y refractadas durante la presencia de los sismos,



por lo tanto el planeta tierra se encuentra conformado por tres capas concéntricas principales corteza, manto y núcleo

#### **1.1.3.1 Corteza terrestre**

La corteza terrestre es la capa externa de la tierra, que mide aproximadamente 5 km en el fondo oceánico y 40 km con respecto a las zonas montañosas, se encuentra conformado básicamente de silicio, oxígeno, aluminio y magnesio por ende se distinguen tres capas: la sedimentaria, granítica y basáltica conformada de sus respectivas rocas. En la corteza se divide en dos: la corteza oceánica y la corteza continental.

#### **1.1.3.2 Manto**

El manto terrestre es la capa más extensa del planeta, que se encuentra debajo de la corteza y la separa del núcleo se extiende hasta una profundidad de 2.890 km y está compuesto por rocas silíceas, más ricas en hierro y magnesio que la corteza. Las grandes temperaturas hacen que los materiales silíceos sean lo suficientemente dúctiles como para fluir, aunque en escalas temporales muy grandes. La convección del manto es responsable, en la superficie, del movimiento de las placas tectónicas. Se divide en manto exterior y manto interior

#### **1.1.3.2.1 Manto exterior**

Se denomina astenosfera, el cual es una masa de cuerpo viscoso con temperaturas y densidades muy diversas, en este sitio se encuentran los depósitos de magma y se crean los plegamientos, fracturas y fallas.

#### **1.1.3.2.2 Manto Interior**

Se denomina mesosfera, se caracteriza por ser solido que se compone de peridotita que es una piedra compuesta de silicatos de magnesio en su mayoría y hierro

#### **1.1.3.3 Núcleo**

El núcleo se componen básicamente de hierro, con un pequeño porcentaje de níquel con un radio radio de 3.485 km, el núcleo es responsable de generar el campo magnético terrestres. Se divide en núcleo externo e interno

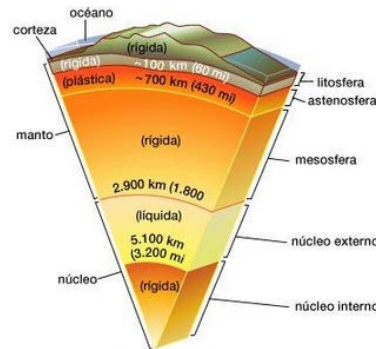
##### **1.1.3.3.1 Núcleo externo**

El núcleo externo tiene aproximadamente 2.270 km de grosor, es una capa liquida que está compuesto de hierro mezclado con níquel, aquí es donde se genera el campo magnético terrestre.

##### **1.1.3.3.2 Núcleo Interno**

El núcleo interno sólido con un radio de unos 1.220 km, es una capa sólida que se caracteriza por ser demasiado caliente que actúa como un estabilizador del campo magnético generado por el núcleo externo líquido.

**Gráfico 4 Estructura de la tierra**



Fuente: [http://www.catedu.es/arablogs/blog.php?id\\_blog=2154&id\\_articulo=141196](http://www.catedu.es/arablogs/blog.php?id_blog=2154&id_articulo=141196)

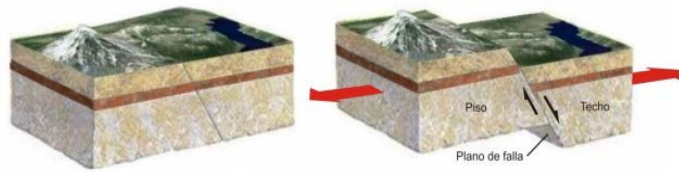
### **1.1.4 Fallas Geológicas**

Los esfuerzos y deformaciones que se producen en las zonas de la corteza, cercanas a los contactos entre placas generan fracturas o planos de falla. Las zonas aledañas al plano de falla, se mueven en diferente dirección a velocidades muy bajas lo que conlleva a la acumulación de energía de deformación. Según la dirección en la que se desplazan los bloques, se distinguen tres tipos de fallas como son: falla normal, falla inversa y falla desgarre.

#### **1.1.4.1 Falla Normal**

La falla normal se producen en áreas donde los bloques de falla se separan, producto de las fuerzas de tensión que son perpendiculares al acimut de la falla, en la cual la corteza forma una área específica que puede ocupar más espacio y no crear salientes rocosos.

**Gráfico 5 Falla normal**

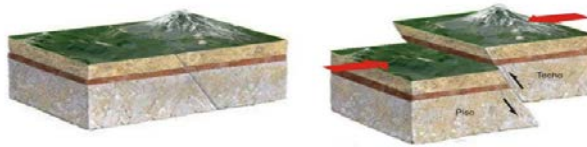


Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>

#### **1.1.4.2 Falla Inversa**

La falla inversa se presenta donde los bloques de fallas se juntan por fuerzas de compresión, por lo cual la corteza rocosa de una área ocupa menos espacio generando salientes rocosos.

**Gráfico 6 Falla inversa**



Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>

#### **1.1.4.3 Falla de desgarre**

Esta falla se produce cuando un bloque se mueve en una dirección, mientras que el bloque opuesto se mueve en dirección opuesta. Se identifican debido a la discontinuidad de un terreno. Cuando el bloque opuesto se mueve hacia la derecha se denomina dextral y cuando el bloque opuesto se mueve hacia la izquierda se denomina siniestral.

**Gráfico 7 Falla de desgarre**



Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>

### **1.1.5. Ondas sísmicas**

Cuando se presenta la fractura súbita en la zona de falla, este transmite ondas que viajan en todas las direcciones desde el hipocentro hacia la superficie de la tierra, produciendo vibraciones correspondientes al sismo. Podemos identificar dos tipos de ondas de cuerpo y ondas de superficie.

#### **1.1.5.1 Ondas de Cuerpo**

##### **1.1.5.1.1 Ondas Primarias u ondas P**

Son ondas longitudinales, por lo cual el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección que se propaga la onda, esta onda puede viajar a través de cualquier material, la cual se traslada con mayor velocidad que las ondas S.

**Gráfico 8 Ondas Primarias P**



Fuente: [http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Ondas/Ondas.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

#### 1.1.5.1.1 Ondas Secundarias u Ondas S

Son Ondas Transversales o de Corte, por lo cual el suelo es desplazado alternadamente hacia un lado y hacia el otro en sentido perpendicular a la trayectoria de las ondas, como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes estas ondas no se propagan a través de ellos.

**Gráfico 9 Ondas secundarias S**



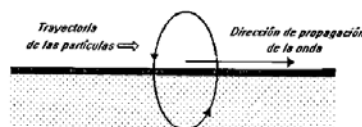
Fuente:[http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Ondas/Ondas.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

#### 1.1.5.2 Ondas de superficie

##### 1.1.5.2.1 Ondas Rayleigh

Son ondas superficiales que producen un movimiento elíptico horizontal y vertical simultáneamente al suelo, similar al de las ondas en la superficie del agua además de tener menor velocidad que las ondas secundarias.

**Gráfico 10 Ondas Rayleigh**

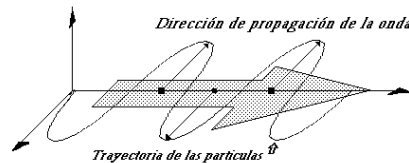


Fuente:[http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Ondas/Ondas.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

#### 1.1.5.2.2 Ondas love u ondas L

Las ondas love son similares a las ondas S, es decir en sentido perpendicular a la trayectoria de las ondas, con la diferencia que solo posee la componente horizontal a superficie. Estas se generan sólo cuando un medio elástico se encuentra estratificado.

**Gráfico 11 Ondas love**



Fuente: [http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Ondas/](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/)

Ondas.html

## 1.2 Sismicidad del Ecuador

El cinturón de fuego se considera una zona altamente volcánica y sísmica, se encuentra ubicada en alrededor del océano pacifico cobijando piasas como: Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Centro América, México y parte de Estados Unidos y Canadá por parte del continente americano luego dobla a la altura de las Islas Aleutianas y baja por las costas e islas de Rusia, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Papúa Nueva Guinea y Nueva Zelanda.

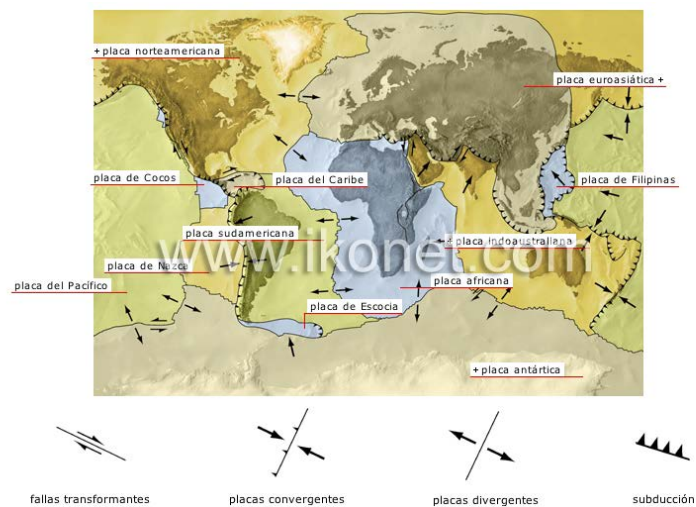
**Gráfico 12 Cinturón de fuego**



Fuente: <http://cienciamasciencia.blogspot.com/2010/05/el-cinturon-de-fuego-o-circumpacifico.html>

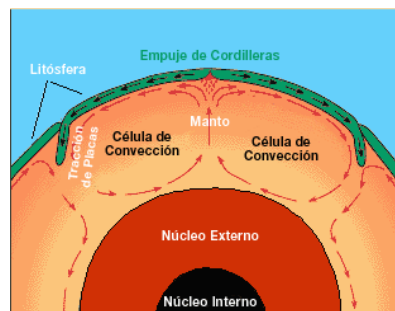
En Ecuador tiene fundamentalmente el enfrentamiento de la Placa de Nazca con la Placa de Sudamérica, por el cual la placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continua moviéndose hacia el manto produciendo el fenómeno de subducción, que a su vez acumulan enormes tensiones que deben liberarse en forma de sismos.

**Gráfico 13 Placas tectónicas**



Fuente: <http://www.ikonet.com/es/diccionariovisual/tierra/geologia/placas-tectonicas.php>

**Gráfico 14 Falla por subducción**



Fuente: [http://www.windows2universe.org/earth/interior/how\\_plates\\_move.html&lang=sp](http://www.windows2universe.org/earth/interior/how_plates_move.html&lang=sp)

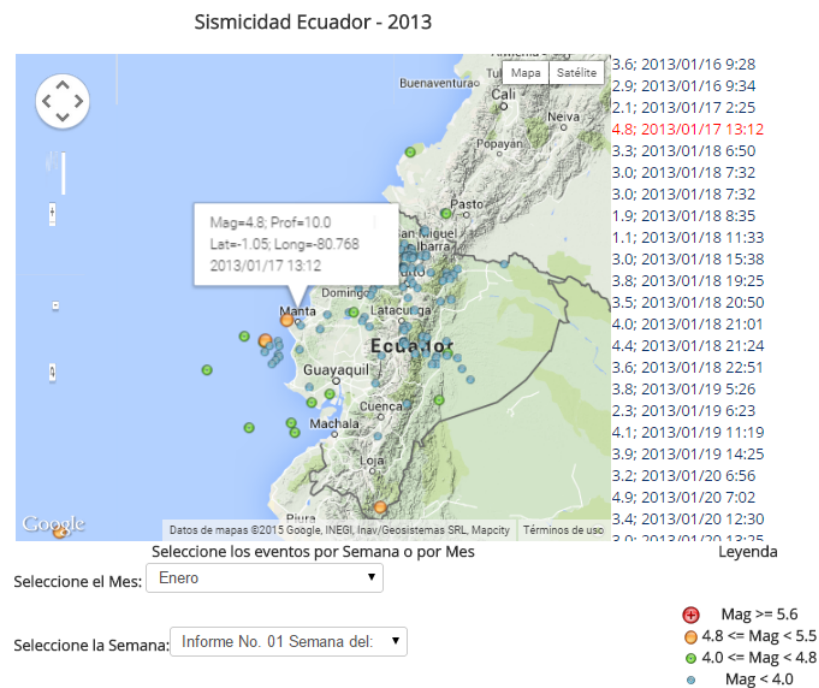
Para definir el tamaño de un sismo existen dos parámetros, la magnitud y la intensidad. La magnitud es una medida cuantitativa del movimiento, se determina de forma instrumental y se relaciona con la energía liberada, se determina midiendo la máxima amplitud de las ondas registradas en el acelerograma



La intensidad en cambio, es una medida en cierto modo subjetiva y es variable entre los sitios de observación, determinándose en función de los daños causados por el sismo. Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño. Por este motivo, se puede indicar que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente.

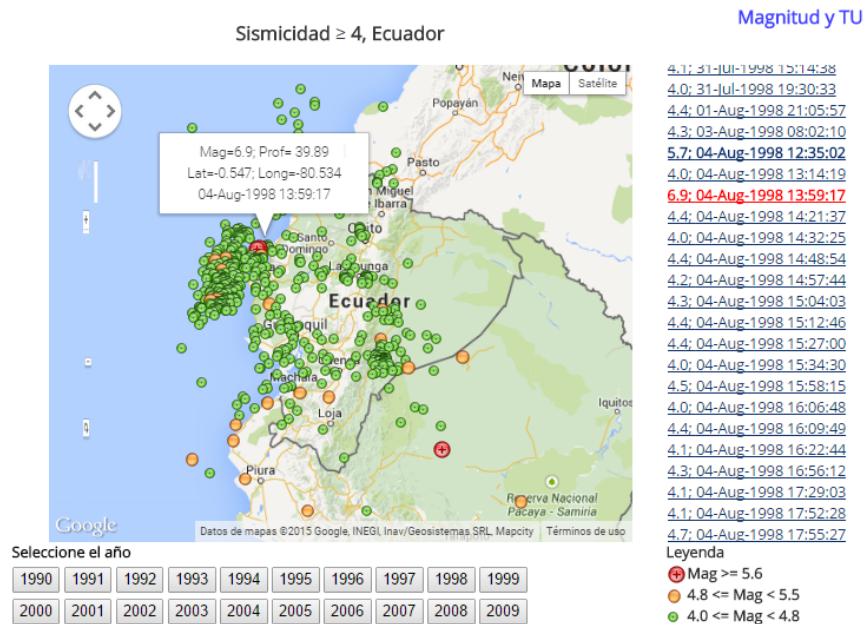
A continuación, se muestran imágenes de distintos registros sísmicos realizados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, el cual nos confirma que Ecuador se encuentra en una zona alto riesgo sísmico.

**Gráfico 15 Sismicidad en Ecuador Año 2013**



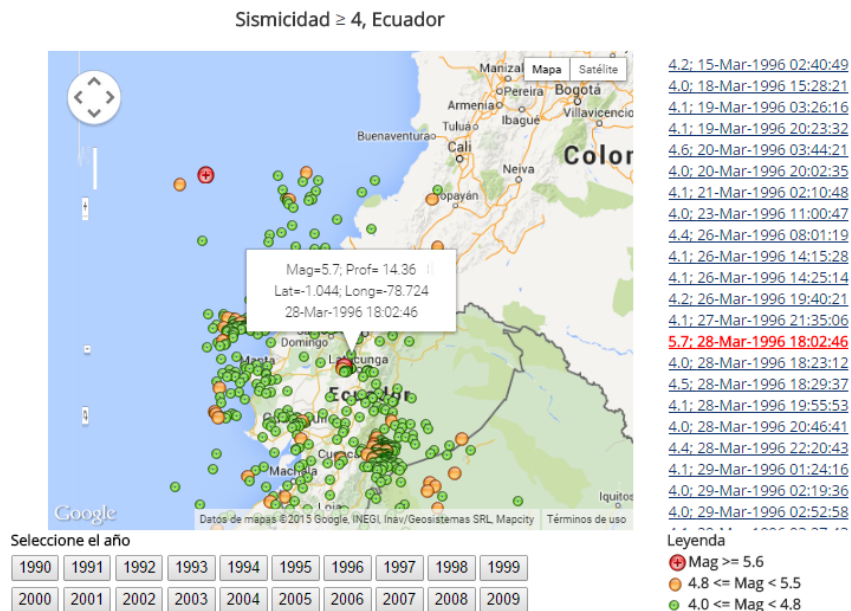
Fuente: Instituto Geofísico - EPN - Home <http://www.igepn.edu.ec/index.php/informes-sismicos/sismicidad/sismicidad-2013>

## Gráfico 16 Sismicidad en Bahía de Caraquez - Ecuador Año 1998



Fuente: Instituto Geofísico - EPN - Home<http://www.igepn.edu.ec/index.php/informes-sismicos/sismicidad/sismicidad-2013>

## Gráfico 17 Sismicidad en Cotopaxí - Ecuador Año 1996



Fuente: Instituto Geofísico - EPN - Home<http://www.igepn.edu.ec/index.php/informes-sismicos/sismicidad/sismicidad-2013>

Como podemos observar el país se encuentra en constante actividad sísmica la cual es registrada por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional desde 1990 al

2013, donde se menciona el último sismo de mayor magnitud del registro ocurrido en Bahía de Caráquez (Manabí), en 1998. El 4 de agosto se produjeron dos terremotos que, según la escala de Richter, se ubicaron en 5.1 y 7.1 grados. Estos sismos destruyeron la ciudad y varias poblaciones aledañas.

**Gráfico 18 Sismo en Bahía de Caraquez**



Fuente: <http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/50-anos-sismos-ecuador-historia.html>

Sin embargo en el país, se registran sismos de mayor magnitud a lo largo de su historia, además de registrar en 1906 un sismo de 8.8 en escala de Richter en la provincia de Esmeraldas convirtiéndose así en el sexto sismo de mayor magnitud a nivel mundial ya que El 11 de marzo de 2011, Japón sufrió un terremoto de 8.9 grados, seguido de tsunami con olas de 10 metros de altura, que arrasó con pueblos enteros y provocó un desastre nuclear, cuya radiación permanecerá por años.

**Gráfico 19 Historial de los sismos más importantes en Ecuador**

SISMOS DE IMPORTANCIA OCURRIDOS EN EL PAIS		
FECHA	INTENSIDAD	LUGAR
28/04/1755	VIII	Pichincha
04/02/1797	XI (1)	Pichincha a Chimborazo
16/08/1868	X	Imbabura a Pichincha
31/01/1906	IX (2)	Esmeraldas
14/05/1942	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
05/08/1949	X	Tungurahua, Cotopaxi
06/03/1987	IX	Napo, Sucumbios
04/08/1998	VIII	Manabí

Fuente: Curso de diseño sismo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

## Gráfico 20 Historial de los sismos más importantes en el Mundo

### LOS CINCO MAYORES SISMOS REGISTRADOS EN EL MUNDO

FECHA	MAGNITUD Mw	LUGAR
22/05/1960	9.5	Chile
28/03/1964	9.2	Alaska
26/12/2004	9.1	Sumatra
04/11/1952	9.0	Kamchatka
31/01/1906	8.8	Ecuador

Fuente: Curso de diseño sismo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

### 1.2.1 Peligrosidad Sísmica

Se define como la probabilidad de ocurrencia en un período específico de tiempo dentro de una región determinada, cuyos parámetros de los movimientos del suelo tales como: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. La filosofía de diseño tradicional establece tres niveles de desempeño estructural ante tres sismos de análisis, para todas las estructuras:

Nivel de servicio (sismo menor): En este nivel, se espera que no ocurra ningún daño tanto en los elementos estructurales como en el no estructural. Nivel de daño (sismo moderado u ocasional): En este nivel, se espera la protección de los ocupantes y funcionalidad de la estructura, sin embargo, puede existir daños en elementos NO estructurales.

Nivel de colapso (sismo severo): Se aplicará este nivel de desempeño a las estructuras esenciales o de ocupación especial, sin embargo, existe daños en elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso del edificio, se espera que la estructura ingrese al rango inelástico.

En el diseño sísmico, se puede diseñar el edificio para permanecer en rango elástico o someterse al comportamiento inelástico, esta última opción se adoptó en edificios normales, y la primera en edificios especiales, como edificios críticos de las plantas de energía nuclear.

Si las estructuras estuvieran diseñados para permanecer en el rango elástico, se requiere suficiente rigidez inicial para evitar daños estructurales durante el sismo esperado, lo cual los costos se elevarían y el proyecto no sería viable, por ello se llegó a este delicado equilibrio sobre la base de una amplia investigación y estudios detallados de evaluación de daños tras el sismo.

En la norma Ecuatoriana de la construcción NEC-11, el sismo de diseño es un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

**Tabla 1 Probabilidad de excedencia del sismo NEC 2011**

Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno PR (Años)	Desempeño
50% - 50 Años	73	Operación
20% - 50 Años	225	Ocupación Inmediata
10% - 50 Años	475	Protección de Vidas
2% - 50 Años	2475	Prevención de Colapso

Fuente: Curso de diseño sismo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

### 1.3 Características dinámicas de edificios

Los sismos producen oscilaciones, las cuales producen fuerzas de inercia que inducen en las estructuras, la intensidad, la duración y además de la fuerza de inercia que

afectan a la estructura dependerá de las características de estructura, las características del sismo y el tipo de suelo en el cual se encuentra la estructura.

Las principales características dinámicas en los edificios son los modos de vibración y amortiguamiento, los modos vibración de un edificio es definido por el periodo natural y la deformada en que se oscila.

### **1.3.1 Periodo De Vibración**

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo completo de oscilación. Es una propiedad inherente de un edificio controlado por su masa  $m$  y rigidez  $k$  que se relacionan mediante la siguiente expresión.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad f = \frac{1}{T}$$

Donde:

$T$  = periodo natural de vibración (s)

$m$  = Masa (kg)

$k$  = Rigidez

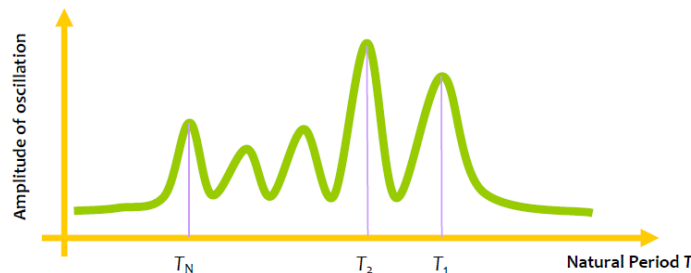
$f$  = Frecuencia (Hertz)

Analizando la expresión se nota, que una estructuras con mayor masa ( $m$ ) y poca rigidez ( $k$ ), tienen mayor periodo que las estructuras livianas y con mayor rigidez. El edificio ofrece menor resistencia, cuando es sacudida a su frecuencia natural a este fenómeno se lo llama resonancia, es decir, cuando frecuencia a la que el suelo está sometida, es cercana a la frecuencias naturales del edificio.

### 1.3.1.1 Período De Vibración Fundamental

Cada el edificio tiene un número de frecuencias naturales, en el que ofrece una resistencia mínima al temblor inducido por efectos externos y los efectos internos. Cada una de estas frecuencias naturales y la forma de la deformación asociada de un edificio, constituye un modo natural de oscilación. El modo de oscilación con la frecuencia natural más pequeña (y el período natural más grande) se llama el modo fundamental; el periodo natural asociado  $T_1$  se llama el periodo fundamental Natural.

**Gráfico 21 Periodo fundamental de vibración**



Fuente: Earthquake Behaviour of Buildings by C. V. R. Murty, Rupen Goswami A. R. Vijayanarayanan, Vipul V. Mehta, fig 2.5 pag 19.

### 1.3.2 Modo de vibración

El modo de oscilación asociado a un periodo natural de un edificio, es la forma deformada del edificio cuando se agita en el periodo natural. Por lo tanto, un edificio tiene tantas formas de los modos como el número de períodos naturales.

Las uniones de estos elementos se llaman nodos. Cada nodo es libre de traducir en las tres direcciones cartesianas y giran alrededor de los tres ejes cartesianos.

La deformada del edificio asociado con la primera oscilación en periodo natural fundamental, se denomina su primera forma del modo, del mismo modo, la deformadas asociado con oscilaciones en segundo, tercero, y otros períodos naturales se llaman segundo modo de forma, tercera modalidad de forma, y así sucesivamente.

#### **1.3.2.1 Modo fundamental de Oscilación**

Hay tres modos básicos de oscilación, es decir, de traslación pura a lo largo de la dirección X, traslación pura a lo largo de Y-dirección y la rotación perfecta alrededor del eje Z. Edificios regulares tienen estas formas de los modos puros a diferencia de edificios irregulares, que tienen formas de modo que son una mezcla de estas formas de los modos puros. Cada una de estas formas de modo es independiente, es decir, que no puede ser obtenida mediante la combinación de cualquiera o todos los demás formas de los modos.

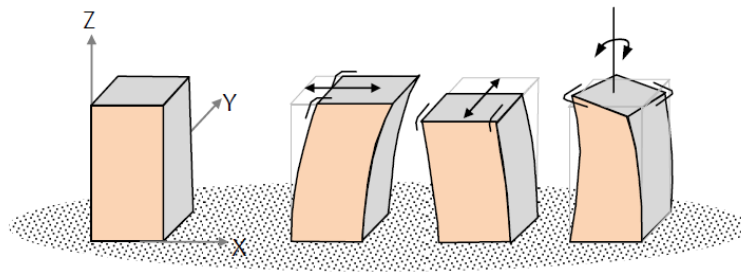
Es importante tratar de mantener los edificios regular, sin embargo, también se debe tener cuidado para localizar y dimensionar los elementos estructurales, tales que la torsión y los modos mixtos de oscilación no participan en el movimiento oscilatorio global del edificio.

Una forma de evitar modos de torsión, para ser los primeros modos de oscilación en los edificios, está aumentando la rigidez torsional del edificio. Esto se logra mediante la adición de rigidez en el plano vertical a largo del perímetro del edificio; esta adición de la rigidez debe hacerse a lo largo de ambas direcciones en planta del edificio, de manera que el edificio no tiene excentricidad por rigidez.



Existen una infinidad de modos naturales de vibración, pero para efectos de ingeniería se considera traslación pura a lo largo de la dirección X, traslación pura a lo largo de la dirección Y, además de la rotación perfecta alrededor del eje Z

**Gráfico 22 Modos naturales de vibración**



Fuente: Earthquake Behaviour of Buildings by C. V. R. Murty, Rupen Goswami A. R. Vijayanarayanan, Vipul V. Mehta fig 2.3, pag 43

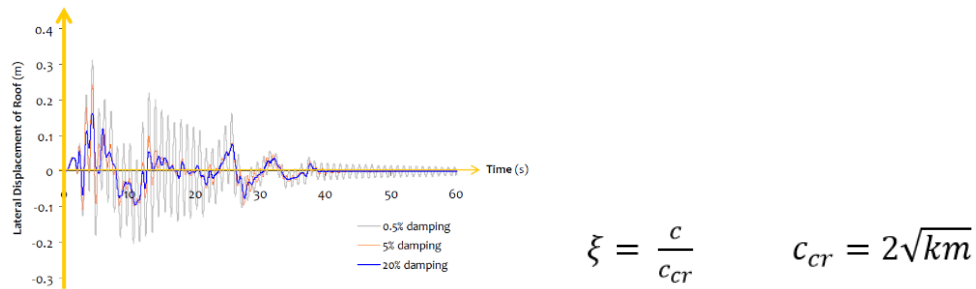
### **1.3.3 Módulo De Elasticidad**

A este parámetro se lo denota con el símbolo  $E$ , y se puede definir como la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria en el rango elástico de la curva esfuerzo-deformación del hormigón.

### **1.3.4 Amortiguamiento**

Los edificios son ajustados a la oscilación del sismo, con el objetivo de volver a descansar con el tiempo. Esto es debido a la disipación de la energía oscilatoria través de la conversión a otras formas de energía, como calor y sonido. El mecanismo de esta conversión se denomina amortiguación. La amortiguación se expresa como una fracción del amortiguamiento crítico, es decir, que es el valor mínimo de amortiguación en el que el edificio gradualmente queda en reposo desde cualquier lado de su posición neutral sin sufrir ninguna oscilación.

**Gráfico 23 Diagrama de la deformación de piso con respecto al amortiguamiento de 0.5%, 5%, 20%**



Fuente: Figura 1 Earthquake Behaviour of Buildings by C. V. R. Murty, Rupen Goswami A. R. Vijayanarayanan, Vipul V. Meht, pag 1

Donde:

$C_{cr}$  = amortiguamiento crítico

$\xi$  = relación de amortiguamiento

$m$  = Masa (kg)

$k$  = Rigidez

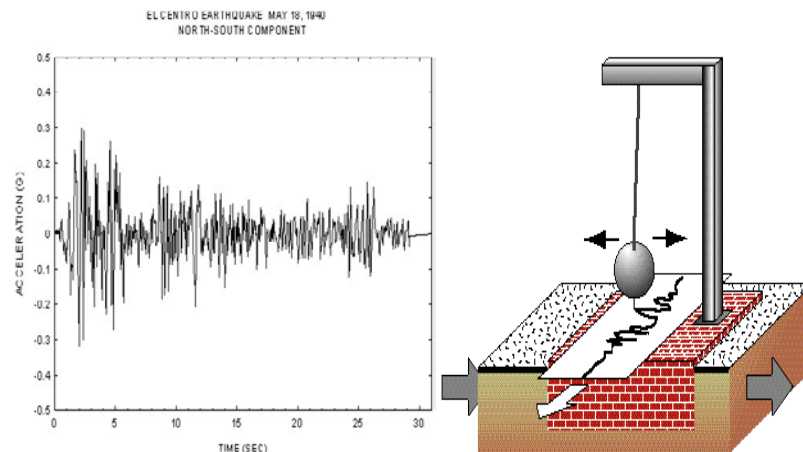
En el gráfico se observa, que la amplitud y la duración de la oscilación disminuyen con el aumento de la amortiguación.

### 1.3.5 Acelerograma

Es una serie temporal o cronológica de valores de aceleración, que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica. Acelerogramas está constituido por un soporte rígido unido al suelo y del cual se ha suspendido una masa pesada, cuando se produce el sismo el soporte de este péndulo experimenta un impulso en determinado sentido, pero en razón de su inercia, la masa perpendicular tiende a conservar su posición inicial, entonces el

movimiento del suelo desplaza al soporte con la masa inerte, estos desplazamientos quedan registrados y llevan información clara respecto del temblor de la tierra, es decir, la amplitud de pico, duración de la fuerte temblores, el contenido de frecuencia.

**Gráfico 24 Acelerograma**



Fuente: Curso de diseño sísmo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

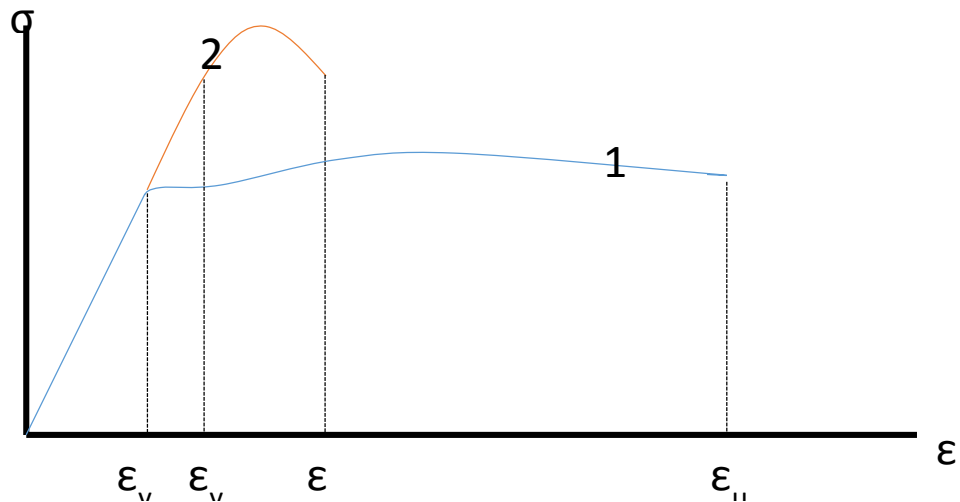
La amplitud de pico, representa el valor máximo de aceleración (PGA), es un parámetro importante de diseño. Por ejemplo, un valor de PGA horizontal de 0,4 g es decir, un valor máximo de aceleración de 0,4 veces la aceleración de la gravedad, lo cual indica que el edificio debe soportar una fuerza máxima de inercia horizontal de 40% de su peso producto del sismo.

### **1.3.6 Ductilidad**

La ductilidad se define, como la capacidad de deformarse en forma progresiva bajo una carga constante o ligeramente creciente, sin presentar disminución alguna en su resistencia y rigidez ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica. La ductilidad provee al elemento una capacidad inelástica de responder a la acción de una carga, lo que implica la fluencia del mismo.

El diagrama esfuerzo versus deformación de un material, nos da una clara idea del concepto ductilidad.

**Gráfico 25 Diagrama de Ductilidad**



Fuente: Curso de diseño sismo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

En el grafico se observa el comportamiento de dos materiales: frágil y dúctil.

El material dúctil puede mantener un mismo nivel de carga sin llegar a fallar, deformándose progresivamente ,en cambio el material frágil, no soporta mucho más carga luego de alcanzar la fluencia, fallando con poca deformación adicional.

La ductilidad se determina de su diagrama carga – deformación en la siguiente expresion:

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$$

### **1.3.7 Resistencia lateral**

Se entiende por resistencia lateral, a la sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales de piso, si la resistencia lateral es menor al 80% de la resistencia de piso del inmediato superior se considera un piso débil. Al menos debe existir una resistencia lateral mínima, para resistir la intensidad del sismo sobre la planta baja sin producir graves daños, pero tampoco un exceso de resistencia para mantener el costo de la construcción viable.

### **1.3.8 Rigidez lateral**

Se entiende por rigidez lateral, a la sumatoria de la rigideces a corte de los elementos estructurales verticales de piso, si la rigidez lateral es menor al 70% de la resistencia de piso del inmediato superior se considera un piso blando. Al menos debe existir una resistencia lateral mínima de modo que no produce ninguna molestia a los ocupantes del edificio y ningún daño a los contenidos del edificio

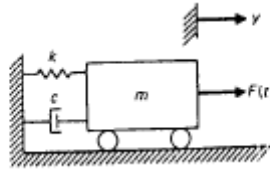
### **1.3.9 Deriva De Piso**

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso en particular, por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

### **1.3.10 Estructuras de un grado de libertad**

Estructuras modeladas como sistemas con una sola coordenada de desplazamiento, este modelo se puede representar como en siguiente esquema:

**Grafico 26 Esquema de estructuras de un grado de libertad**



Fuente: Dinámica estructural, Mario Paz, Cap1, pág. 4

Donde:

$c$  = amortiguamiento

$\xi$  = relación de amortiguamiento

$m$  = Masa (kg)

$k$  = Rigidez

El elemento "m" representa la masa, el elemento resorte "k" representa la fuerza interna del sistema y la capacidad de almacenar energía potencial, un elemento de amortiguación "c" representa las características friccionales y las pérdidas de energía de la estructura y la fuerza de excitación "f" que representa las fuerza externas que actúan sobre el sistema estructural el cual se encuentra en función del tiempo.

Es importante mencionar que en la realidad no existen elementos puros, pero este modelo matemático puede proporcionar una aproximación al comportamiento real de la estructura.

## **1.4 Sistemas Estructurales Para Resistencia Sísmica**

### **1.4.1 Sistemas De Pórtico Resistente A Momento**

Estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado

para presentar un comportamiento estructural dúctil (NEC 2011, Cap. 2, pág. 6)

### **1.4.2 Sistemas Duales**

Este sistema consiste en un pórtico espacial en el cual vigas y columnas con nudos capaces de transferir momentos flectores soportan principalmente las cargas verticales, mientras que muros de corte o sistemas de riostras, en conjunto con las vigas y columnas soportan la carga sísmica. En este sistema se establece que al menos el 25% del sismo pueda ser tomado por el pórtico a momento.

#### **1.4.2.1 Pórtico Especial Sismo Resistente Con Muros Estructurales (Sistemas Duales)**

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección. (NEC 2011, Cap. 2, pág. 6).

Sin embargo es importante mencionar que la ASCE-7 establece que al menos de 25% del sismo sea tomado por el pórtico a momento, lo cual no sucede al cumplir con lo descrito en la NEC 2011 donde requiere que al menos 75% del sismo sea tomado por los muros estructurales.

#### **1.4.2.2 Pórtico Especial Sismo Resistente Con Diagonales Rigidizadoras**

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por diagonales estructurales, concéntricas o no, adecuadamente dispuestas espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección. (NEC 2011, Cap. 2, pág. 6)

Sin embargo es importante mencionar que la ASCE-7, establece que al menos de 25% del sismo sea tomado por el pórtico a momento, lo cual no sucede al cumplir con lo descrito en la NEC 2011 donde requiere que al menos 75% del sismo sea tomado por el sistema de riostras.

### **1.5 EL ESPECTRO DE RESPUESTA**

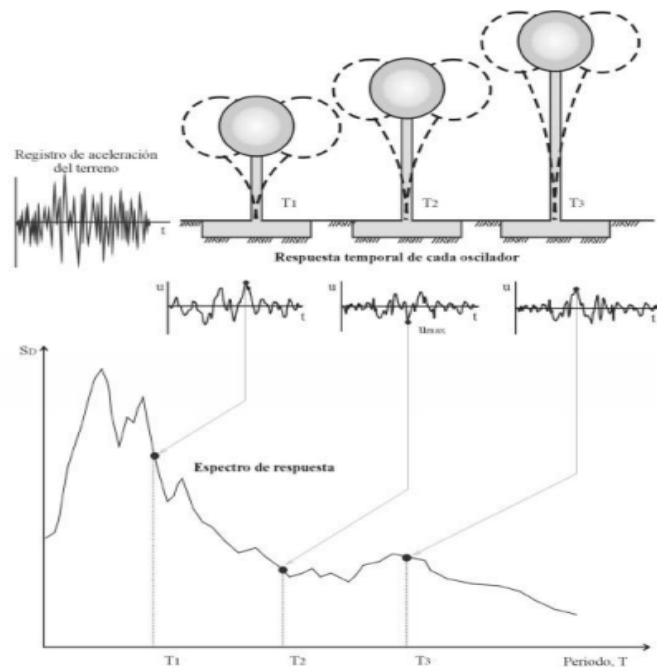
El espectro de respuesta corresponde a la función que representa las máximas respuestas en cuanto aceleración, velocidad y desplazamiento de un sistema de un grado de libertad, sujeto a una fuerza definida la cual puede corresponder a la aceleración aplicada en la base del sistema, que es el caso de una acción sísmica.

Para elaborar un espectro de respuesta se considera una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples, con diferentes periodos de vibración e igual



factor de amortiguamiento. Si se somete a dichas estructuras, a la acción de un mismo sismo usando un registro mediante un acelerograma, se observa que cada uno de las estructuras se comportará de manera diferente. Una vez calculado la respuesta de los osciladores, se escoge la máxima y se ubica en una gráfica en función de periodo de vibración donde se obtendrá el espectro de respuesta, es decir, la respuesta máxima de cada oscilador con periodo  $T$  representa un punto del espectro.

**Gráfico 27 Procedimiento para hallar un espectro de respuesta**



Fuente: francisco crisafulli elbio villafañe, mayo 2002 espectros de respuesta y de diseño

## 1.5.1 Tipos De Espectros

### 1.5.1.1 Espectros de respuesta elástica

Representan parámetros de respuesta máxima para un sismo determinado y usualmente incluyen varias curvas, que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del

terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del sismo.

#### **1.5.1.2 Espectros de respuesta inelástica**

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto.

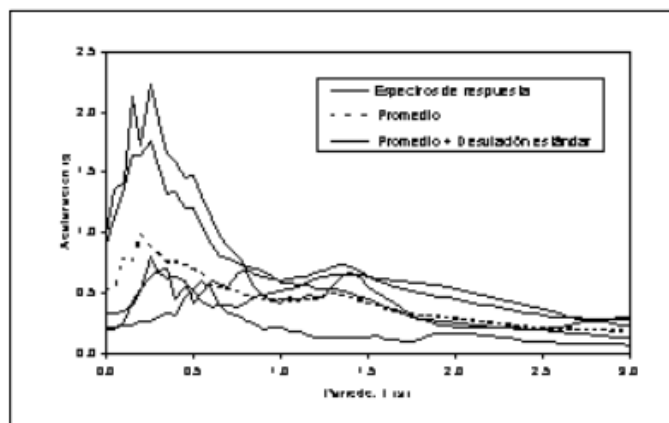
#### **1.5.1.3 Espectros De Diseño**

##### **1.5.1.3.1 Espectros de diseño de aceleración**

En la aplicación de este espectro se puede estimar el valor máximo en términos de aceleración, sin necesidad de evaluar la historia temporal completa, sin embargo las curvas espectrales para diseño deben considerarse el efecto de varios sismos de la misma región.

El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de varios sismos representativos, en lo cual si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio y viceversa.

**Gráfico 28 Espectro de diseño de aceleración**



Fuente: Francisco Crisafulli Elbio Villafañe, Mayo 2002 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO

A los efectos del diseño resulta conveniente que las curvas espectrales se suavicen con líneas envolventes, para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los códigos simplifican al espectro de diseño mediante ecuaciones simples en función de la aceleración máxima del terreno, zona de aceleración y periodo de vibración.

#### **1.5.1.3.2 Espectros de diseño de desplazamiento**

En la última década se ha desarrollado un nuevo criterio de diseño para construcciones sismo resistente que se basa en desplazamientos. Es decir que el ingeniero estructural en lugar de evaluar la demanda sísmica en términos de fuerzas laterales (o aceleraciones) realiza el diseño a partir de la demanda de desplazamiento lateral inducida por la acción sísmica.

### 1.5.1.3.3 El Espectro De Respuesta Modal

El método del espectro de respuesta modal consiste en analizar un modelo matemático sujeto a una carga dinámica que se calcula en función del espectro de diseño.

La respuesta máxima se obtiene combinando los modos de vibración, según cualquiera de los siguientes métodos:

- Raiz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (SRSS)

$$R = \sqrt{\sum R_i^2}$$

- Combinación cuadrática completa de las respuestas modales (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} R_i R_j}$$

Donde  $\varepsilon_{ij}$  se conoce como coeficiente de correlación modal.

El espectro está definido por los mismos factores que intervienen en la determinación de “Cs” del método de la FLE, considerando los períodos de vibración para cada uno de los diferentes modos.

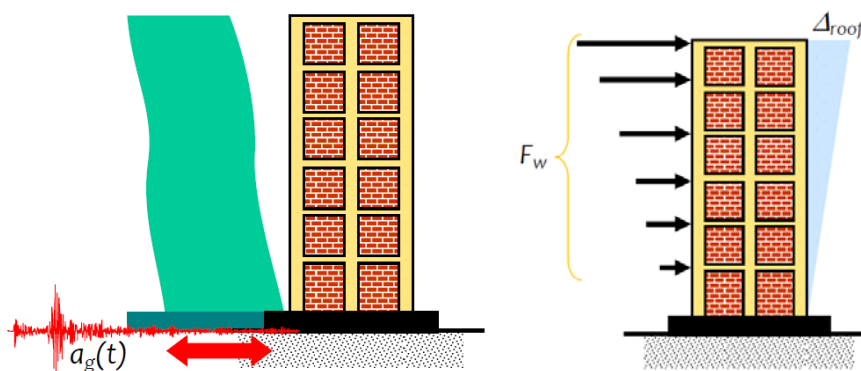
Se deben calcular cierto número de modos de vibración para que luego de combinados se obtenga una masa modal participativa de al menos el 90% de la masa actual de la estructura.

## 1.6 Acciones Dinámicas Sobre Edificios

Las acciones dinámicas en los edificios son causados por efecto del viento y el sismo, sin embargo, estos efectos son diferentes para cada caso, ya que en el diseño de viento, el edificio se somete a una presión en su área expuesta, se lo conoce como fuerza de carga, por lo tanto, bajo la fuerza del viento, el edificio puede experimentar pequeñas fluctuaciones en el campo de tensiones, pero la inversión de las tensiones se produce sólo cuando la dirección del viento invierte, lo que ocurre sólo en una gran duración de tiempo.

En cambio en diseño sísmico, el edificio se somete a movimientos aleatorios en la planta de su base induciendo fuerzas de inercia en el edificio, produciendo así deformaciones en la estructura, a esta se la conoce como desplazamiento de carga, por lo tanto, el movimiento del suelo durante el sismo es cíclico acerca de la posición neutral de la estructura. Así, las tensiones en el edificio debido a las acciones sísmicas sufren muchos reveses completos en una pequeña duración de tiempo.

**Gráfico 29 Acciones dinámicas sobre edificios**



Fuente: figura 1 Earthquake Behaviour of Buildings by C. V. R. Murty, Rupen Goswami A. R. Vijayanarayanan, Vipul V. Meht, pag 1

## **CAPITULO II BASE DE DISEÑO SÍSMICO**

Diferentes tipos de edificios responden de diferente manera con respecto a un mismo sismo, por lo tanto es importante analizar la fuerza lateral de diseño que viene en función del periodo fundamental del edificio. El edificio debe ser capaz de soportar la deformación producida por el sismo de bajas magnitudes y evitar el colapso en grandes magnitudes, por lo cual, la estructura debe poseer gran capacidad de deformación inelástica, además de proveer la resistencia necesaria en sus elementos estructurales para soportar las fuerzas y momentos inducidos por el sismo. Por tanto, el método de diseño de los edificios deberá tener en cuenta la demanda de la deformación en el edificio, y la capacidad de deformación del edificio.

En resumen los edificios deben ser lo suficientemente fuertes para no sufrir ningún daño durante sismos débiles, pero también deben tener la rigidez necesaria para evitar deformaciones excesivas y finalmente la estructura debe evitar el colapso durante sismos de gran magnitud esperada aunque este reciba graves daños en elementos estructurales.

Por lo tanto para el correcto comportamiento del edificio durante el sismo, se debe considerar aspectos como la configuración estructural sísmica, rigidez lateral, resistencia lateral y ductilidad las cuales son controladas por el código de diseño sísmico NEC 2011.

## **2.1 BASES DEL DISEÑO SÍSMICO NEC 2011**

El código ecuatoriano de la construcción representa las fuerzas de inercia provocados por el sismo en forma de diseño de fuerza lateral estática equivalente, el cual se denomina diseño sísmico de base. Esta fuerza depende de la amenaza sísmica en el sitio del edificio representado por el factor de zona sísmica del Ecuador  $Z$ , características del suelo del sitio de emplazamiento, tipo de suelo, importancia de la estructura, sistema estructural a utilizarse.

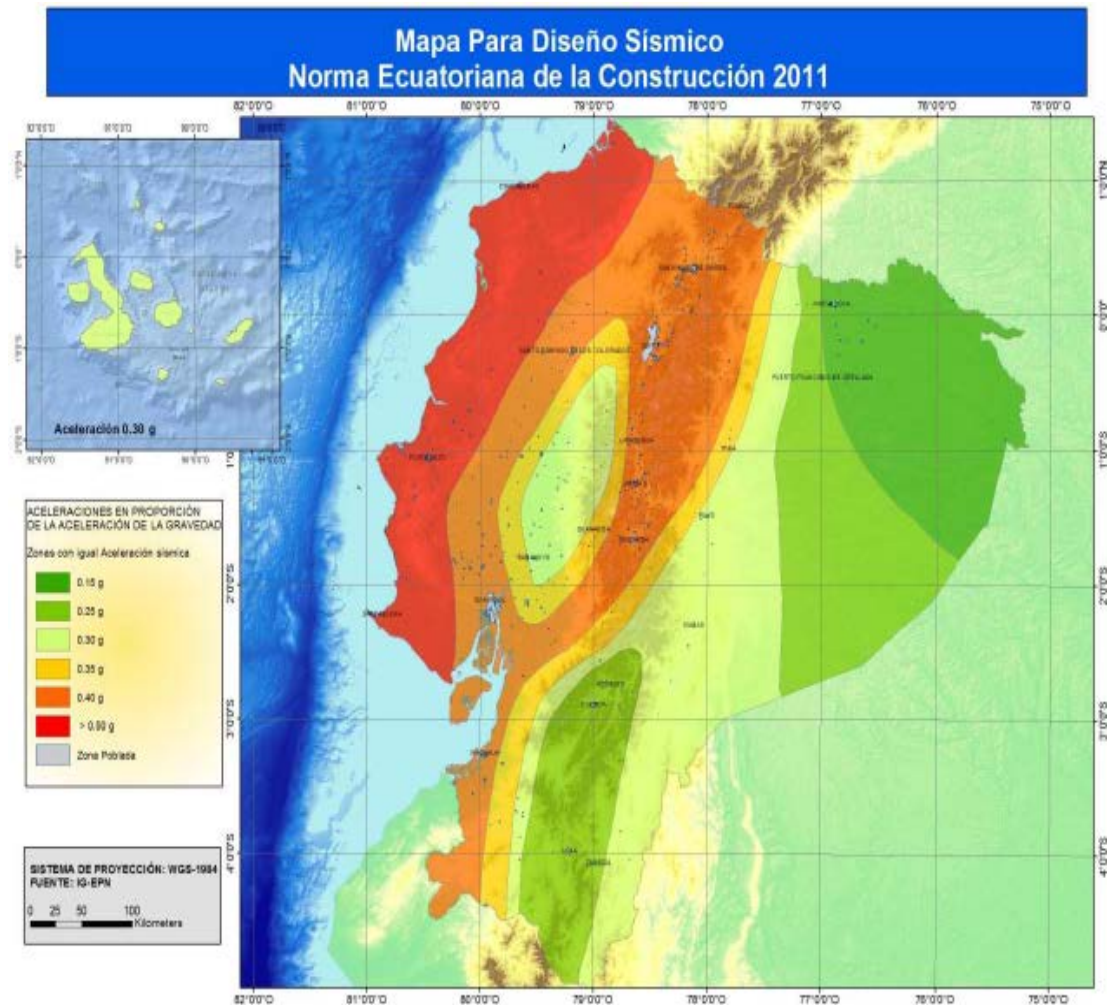
Para estructuras de uso normal los edificios deben diseñarse a resistir los desplazamientos laterales producidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, redundancia y ductilidad de la estructura. Para estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, se aplicaran verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos.

### **2.1.1 Factor de zona sísmica ( $Z$ )**

El valor de  $Z$  de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes (NEC2011, Pág. 9)

**Gráfico 30 Mapa de zona sísmica del Ecuador**



Fuente: NEC 2011-Cap 2-Figura 2.1

**Tabla 2 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada**

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.1

Se destaca el hecho de que el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), incluyendo una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con



ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50g, y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

Se reconoce también que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y geotectónica del Ecuador. (NEC2011, Pág. 11)

### **2.1.1 Tipos De Perfiles De Suelo**

La norma ecuatoriana de la construcción NEC2011 define seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E.

Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se debe realizar un estudio más profundo por ser un suelo muy baja resistencia.

**Tabla 3 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa } (= 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa } (= 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa } (= 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa } (= 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (<math>H &gt; 3\text{m}</math> para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (<math>H &gt; 7.5 \text{ m}</math> con índice de Plasticidad <math>IP &gt; 75</math>)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (<math>H &gt; 30\text{m}</math>)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.3

## 2.1.2 Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo $f_a$ , $f_d$ y $f_s$

### 2.1.3.1 Factor de sitio $F_a$

Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC2011, Pág. 40)

**Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa NEC 2011**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0,5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.5

Con las últimas actualizaciones de la NEC se han producido leves modificaciones en el factor Fa como se puede observar en la siguiente tabla.

**Tabla 5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa NEC 2014**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	<b>1.12</b>
<b>E</b>	1.8	<b>1.4</b>	<b>1.25</b>	<b>1.1</b>	<b>1.0</b>	<b>0.85</b>
<b>F</b>	Ver Nota					

Fuente: NEC 2014-Cap 2-Tabla 3

### 2.1.3.2 Factor de sitio Fd

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC2011, Pág. 40)

**Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd NEC 2011**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0,5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.6

Con las últimas actualizaciones de la NEC se han producido modificaciones en cuanto a la reducción del factor Fd para suelos C y D como se puede observar en la siguiente tabla.

**Tabla 7 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd NEC 2014**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	<b>1.36</b>	<b>1.28</b>	<b>1.19</b>	<b>1.15</b>	<b>1.11</b>	<b>1.06</b>
<b>D</b>	<b>1.62</b>	<b>1.45</b>	<b>1.36</b>	<b>1.28</b>	<b>1.19</b>	<b>1.11</b>
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
<b>F</b>	Ver Nota					

Fuente: NEC 2014-Cap 2-Tabla 4

### 2.1.3.3 Factor de sitio Fs

Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC2011, Pág. 41)

**Tabla 8 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs NEC 2011**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0,5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.7

Con las últimas actualizaciones de la NEC se han producido modificaciones en cuanto a la reducción del factor Fd para suelos C y D como se puede observar en la siguiente tabla.

**Tabla 9 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs NEC 2014**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	<b>0.85</b>	<b>0.94</b>	<b>1.02</b>	<b>1.06</b>	<b>1.11</b>	<b>1.23</b>
<b>D</b>	<b>1.02</b>	<b>1.06</b>	<b>1.11</b>	<b>1.19</b>	<b>1.28</b>	<b>1.40</b>
<b>E</b>	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
<b>F</b>	Ver Nota					

Fuente: NEC 2014-Cap 2-Tabla 5

### 2.1.3 Importancia de la estructura Coeficiente (I).

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores danos durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC2011, Pág. 49)

**Tabla 10 Categoría del edificio y coeficiente de importancia I**

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Factor</b>
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

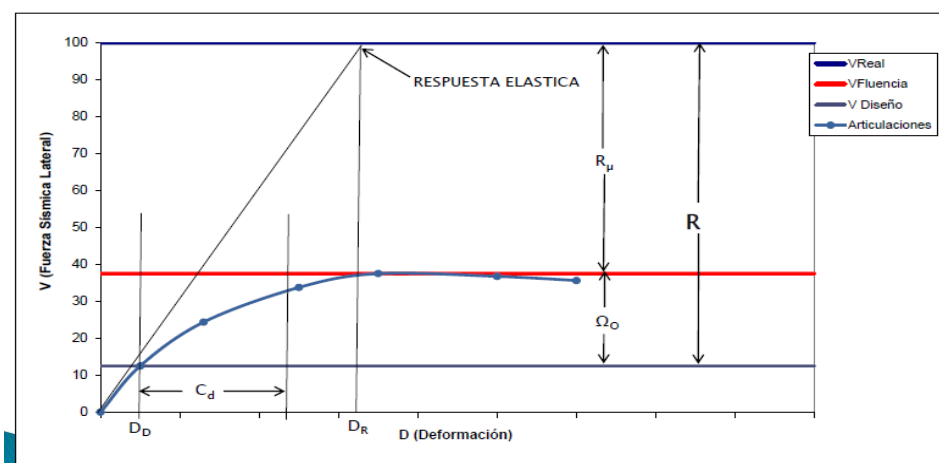
Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.9

#### **2.1.4 Factor por reducción de resistencia sísmica (R)**

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Es necesario la aplicación del factor de reducción ya que permite disminuir sustancialmente la ordenada elástica espectral con lo cual se obtienen un comportamiento inelástico durante el sismo de diseño asegurando una adecuada ductilidad y disipación de energía controlando que la estructura no se deforme más allá del punto significativo de fluencia evitando así el colapso del edificio ante sismos severos. Los desplazamientos elásticos determinados con la aplicación de las fuerzas reducidas son posteriormente amplificados mediante la aplicación de un factor “Cd” que ajusta las deformaciones con aquellas realmente esperadas al aplicar las fuerzas reales que se producen durante el sismo. (NEC2011, pág. 57)

**Gráfico 31 Factor de reducción de resistencia sísmica**



Fuente: Curso de diseño sismo resistente Pontificia Universidad Católica del Ecuador

La presente Norma requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada. A continuación se presenta una comparación entre la NEC 2011 Y NEC 2014, donde observamos que en la nueva actualización el factor R ha incrementado de valor para estructuras dúctiles reduciendo así la fuerza de diseño.

**Tabla 11 Comparación coeficiente R para sistemas estructurales**

	NEC 2014	NEC 2011
Sistemas Estructurales Dúctiles	R	R
Sistemas Duales		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8	7
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8	7
	7	6

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		
Pórticos resistentes a momentos		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5	5

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R	R
Pórticos resistentes a momento		
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el cap. 4 de la NEC 2011 limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el cap. 4 de la NEC2014 con armadura electro soldada de alta resistencia	2.5	--
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5	3
Muros estructurales portantes		
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3	3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

## 2.16 Espectros Elásticos De Diseño NEC2011

### 2.1.6.1 Espectro Elástico De Diseño En Aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.3, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de



amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos. (NEC2011, pág. 43)

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

(Ecu. 2.7 y 2.8 Nec2011)

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

(Ecu. 2.9 y 2.10 Nec2011)

Donde:

$S_a$  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  y el PGA para el periodo de retorno seleccionado ( $S_a/Z$ , en roca)

$\eta = 1.8$  (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$  (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$\eta = 2.6$  (Provincias del Oriente)

$r$  = Factor usado en el espectro de diseño, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. A continuación se presenta el factor usado para la NEC 2011 y NEC 2014

**Tabla 12 Factor  $r$  NEC-2011 y NEC-2014**

NEC 2011
$r = 1$ tipo de suelo A, B, C
$r = 1.5$ tipo de suelo D o E.

NEC 2014
$r = 1$ tipo de suelo A, B, C, D
$r = 1.5$ tipo de suelo E.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

$Z$  = Factor de zona sísmica

$F_a$  = Coeficiente de amplificación del suelo.

$F_d$  = Coeficiente de amplificación del suelo.

$F_s$  = Coeficiente de amplificación del suelo.

$T$  = Período fundamental de vibración de la estructura

$T_c$  = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño

$T_L$  = Periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento. Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitaran a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left[ 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0$$

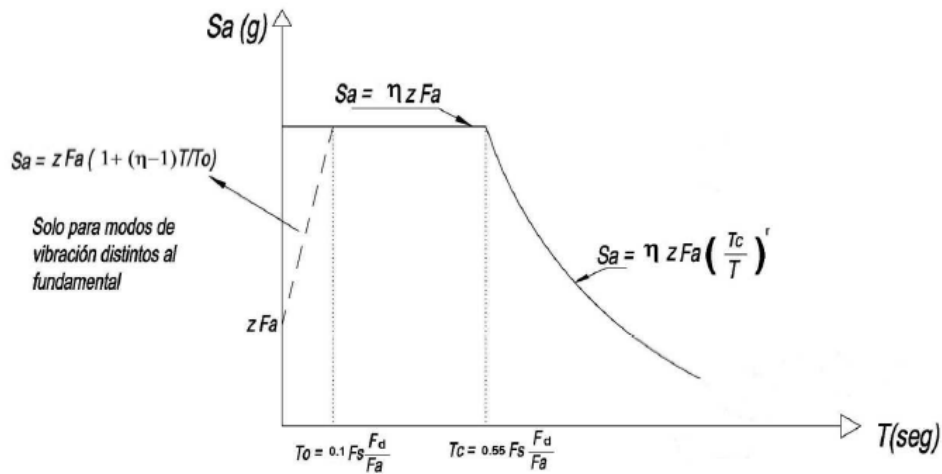
$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

(Ecu. 2.11 y 2.12 Nec2011)

Donde:

$T_0$  = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño

**Gráfico 32 Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-11**



Fuente: figura 2.3 CAP. 2, NEC2011

Debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para periodos cortos con fines de diseño y, únicamente para el análisis sísmico estático y para el análisis sísmico dinámico del modo fundamental de vibración, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de periodos de vibración cercanos a cero. Para el análisis de modos superiores al fundamental, se deberá considerar el ramal izquierdo del espectro en la zona de periodos cortos (ec. 2-11 NEC2011, Pág. 45).

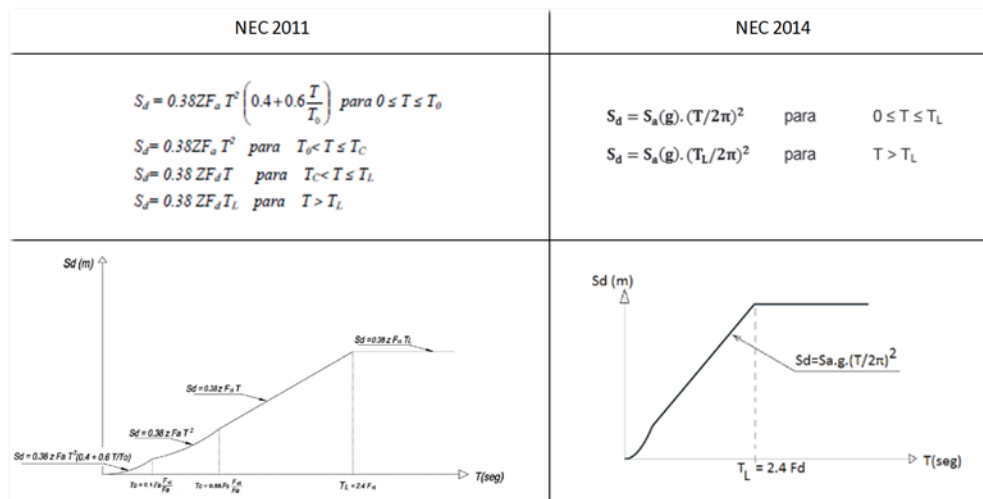
#### 2.1.6.2 Espectro Elástico De Diseño En Desplazamientos

La forma espectral y ecuaciones que definen el espectro de diseño elástico de desplazamientos consideran la respuesta dinámica y efectos de sitio, y no representa a un espectro de pseudo desplazamiento.

En el caso de requerirse el espectro elástico de diseño e desplazamiento se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  (m) (NEC2011, Pág. 46)

A continuación se presenta una comparación entre la NEC-11 y NEC-14, donde se puede observar que ya solo se requiere dos expresiones para la determinación del espectro de desplazamiento.

**Gráfico 33 Espectro elástico de diseño en desplazamiento NEC-11 y NEC-14**



Fuente: figura 2.4 CAP. 2, NEC2011

Donde los valores de los periodos límite  $T_0$ ,  $T_c$  y  $T_L$  son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones de igual manera para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamientos. (NEC2011, Pág. 46)

### 2.1.7 Determinación Del Periodo De Vibración (T)

El valor obtenido es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la estructura, este parámetro es necesario para el cálculo de  $S_a$  del grafico de espectro en aceleraciones. El periodo de vibración se puede determinar mediante 2 métodos.

#### 2.1.7.1 Método 1

El periodo de vibración se puede determinar de manera aproximada mediante la siguiente expresión expuesta por la norma ecuatoriana de construcción NEC2011

$$T = C_t h_n^\alpha$$

(Ecu. 2.20 Nec2011)

Donde:

$H_n$  Altura máxima del edificio, medida desde la base de la estructura

$C_t, \alpha$  Coeficiente que depende del suelo.

**Tabla 13 Coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$  NEC-2011 y NEC 2014**

Coeficientes	NEC 2011		NEC 2014	
	$C_t$	$\alpha$	$C_t$	$\alpha$
Para estructuras de acero sin arriostramientos,	0.072	0.8	0.072	0.8
Para estructuras de acero con arriostramientos,	0.073	0.75	0.073	0.75
Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,	0.047	0.9	<b>0.055</b>	0.9
Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural,	0.049	0.75	<b>0.055</b>	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

### 2.1.7.2 Método 2

El periodo fundamental se calcula utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en la cual se aplica la siguiente expresión o también se lo determina mediante un análisis modal. Este valor no deberá ser mayor en un 30% al valor del Periodo calculado por el primer método

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

(Ecu. 2.20 Nec2011)

$f_i$ : representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso  $i$

$\delta_i$ : deflexión elástica del piso  $i$ , calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

$w_i$ : Peso correspondiente al piso o nivel  $i$ , siendo fracción de la carga reactiva  $W$

El valor de  $T$  obtenido al utilizar los métodos 1 o 2 es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal, y el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%. (NEC 2011, Pág. 56)

### 2.1.8 Coeficientes De Configuración Estructural

Es importante procurar que la configuración de los edificios sea regular ya que se obtiene un adecuado comportamiento sísmico, sin embargo el código ecuatoriano tiene presente las irregularidades más frecuentes en la estructura tanto en planta como en elevación, con la obligación de penalizar dichas irregulares.

Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, también reducen el desplazamiento objetivo para la estructura al considerar amplificación de derivas por la presencia de irregularidades, sin embargo siempre será recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

#### 2.1.8.1 Coeficiente De Configuración Estructural En Planta $\Phi_P$

El coeficiente  $\Phi_P$  se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura.

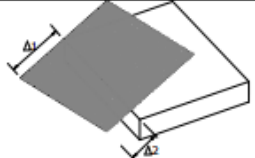
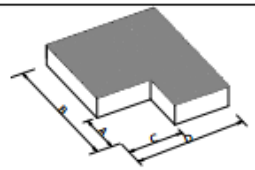
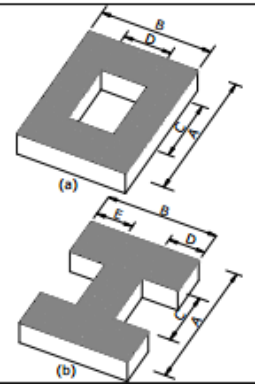
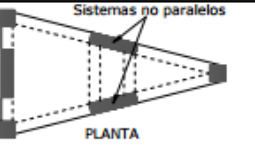
$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

(Ecu. 2.17 Nec2011)

$\Phi_{PA}$ = El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso i de la estructura para irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 ( $\Phi_{Pi}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

$\Phi_{PB}$  = El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso i de la estructura para irregularidades tipo 4

**Tabla 14 Coeficiente de irregularidad en planta**

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA</b>	
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_R=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_R=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_R=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5AxB</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_R=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-2011, Tabla 2.12

### 2.1.8.2 Coeficiente De Configuración Estructural En Elevación ØE

El coeficiente ØE se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación en la estructura.

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

(Ecu. 2.18 Nec2011)

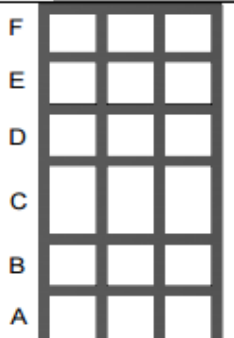
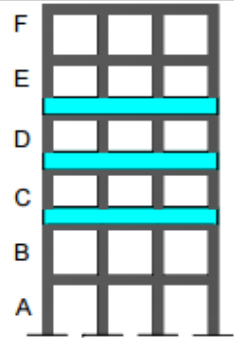
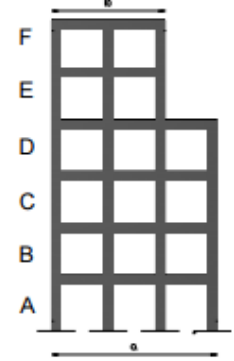


$\phi_{EA}$  = El mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura para irregularidades tipo 1 ( $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

$\phi_{EB}$  = El mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura para irregularidades tipo

2 y/o 3

**Tabla 15 Coeficiente de irregularidad en elevación**

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</b>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math>  La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math>  La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math>  La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-2011, Tabla 2.13

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 2.13, en ninguno de sus niveles,  $\phi_E$  y  $\phi_P$  tomara el valor de 1 y se le considerara como regular en planta y elevación. (NEC2011, pág. 51)

### 2.1.9 Cortante Basal De Diseño (V)

El cortante basal total de diseño a nivel de cargas últimas será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinara mediante la expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

(Ecu. 2.19 Nec2011)

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

W Carga sísmica reactiva. (La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso).

Sa Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P$  y  $\phi_E$  Coeficiente de configuración estructural en planta y elevación

### 2.1.10 Distribución Vertical De Fuerzas Laterales

Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, esta distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución

triangular similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración para lo cual se utiliza las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

$V$  = cortante total en la base de la estructura

$V_x$  = cortante total en el piso  $x$  de la estructura

$F_i$  = fuerza lateral aplicada en el piso  $i$  de la estructura

$F_x$  = fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura

$n$  = número de pisos de la estructura

$w_x$  = peso aginado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$

$w_i$  = peso aginado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$

$h_x$  = altura del piso  $x$  de la estructura

$h_i$  = altura del piso  $i$  de la estructura

$k$  = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$ , que se evalúa de la siguiente manera:

Para valores de  $T \leq 0.5s$ ,  $k=1.0$

Para valores de  $0.5s < T \leq 2.5s$ ,  $k = 0.75 + 0.50 T$

Para valores de  $T > 2.5$ ,  $k = 2.0$

### 2.1.11 Distribución Horizontal Del Cortante

El cortante de piso  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del

piso. En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizara tomando en cuenta aquella condición.

Para la distribución del cortante es importante considerar la torsión accidental, es decir, la masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración

#### **2.1.12 Momentos Torsionales Horizontales**

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental

Los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental (la masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración) en cada nivel mediante un factor de amplificación  $A_x$ , calculado con la expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2 \delta_{\text{prom}}} \right)^2$$

$\delta_{\text{prom}}$  = promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$d_{max}$  = valor del desplazamiento máximo en el nivel  $x$ .

Sin embargo,  $A_x$  no necesita ser mayor que 3.0

El análisis dinámico deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados para el caso del análisis estático.

### 2.1.13 Control De La Deriva De Piso

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , se presentan en la Tabla 2.8, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio. (NEC2011, pág. 47)

**Tabla 16 Control de derivas de piso NEC-2011**

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: NEC 2011-Cap 2-Tabla 2.8

Para la revisión de las derivas de piso se utilizara el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas, sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularan, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura

sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales. (NEC 2011, PÁG. 64)

Límites de la deriva. El valor de la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

$R$  = factor de reducción de resistencia

$\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica.

$\Delta_E$  = Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales de diseño obtenidas

#### **2.1.14 Análisis Dinámico Espectral**

Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura.

Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

##### **2.1.14.1 Espectro de respuesta**

Para propósitos de cálculo de las fuerzas, momentos y desplazamientos dinámicos, el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones

#### **2.1.14.2 Numero de modos**

Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

#### **2.1.14.3 Combinación de modos**

Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos

#### **2.1.14.4 Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico**

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustados y cubrir todos los resultados, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. (NEC2011, pág. 64).

## CAPITULO III ESPECTROS DE RESPUESTA NEC 2011

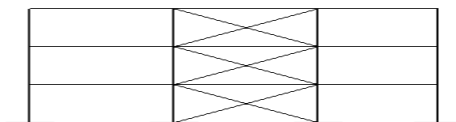
En este estudio se busca la respuesta dinámica de diferentes tipos de estructuras ante un sismo, analizando los conceptos básicos de estructuración y revisando los sistemas más comunes usados en el medio como son: sistema de pórticos resistentes a momentos, sistemas duales tales como pórticos especiales sismo resistentes con muros estructurales y pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras. Para ello es necesario aplicar lo expuesto en el capítulo 2 correspondiente a la base de diseño sísmico de la NEC-11 expuesto en el marco teórico de esta disertación.

Para el análisis del comportamiento dinámico de edificios, es necesario plantear estructuras con características similares, con el cual, se puede comparar la aplicación de los sistemas estructurales en una zona de riesgo sísmico alto.

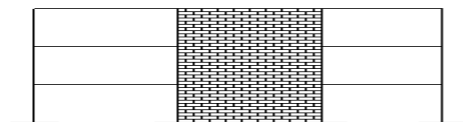
**Gráfico 34 Sistemas Estructurales**



**Sistema de pórticos resistentes a momento**



**Sistema de pórticos arriostrados**



**sistema de pórticos con muros de corte**

En la siguiente tabla se muestra las características de los edificios usando los sistemas estructurales mencionados anteriormente.



Datos:

$F'c$  280 kg/cm<sup>2</sup>

Altura de entrepiso 3.20 m

Losas macizas de 15 cm

Carga Viva 0.20 t/m<sup>2</sup>

Carga muerta 0.25 t/m<sup>2</sup>

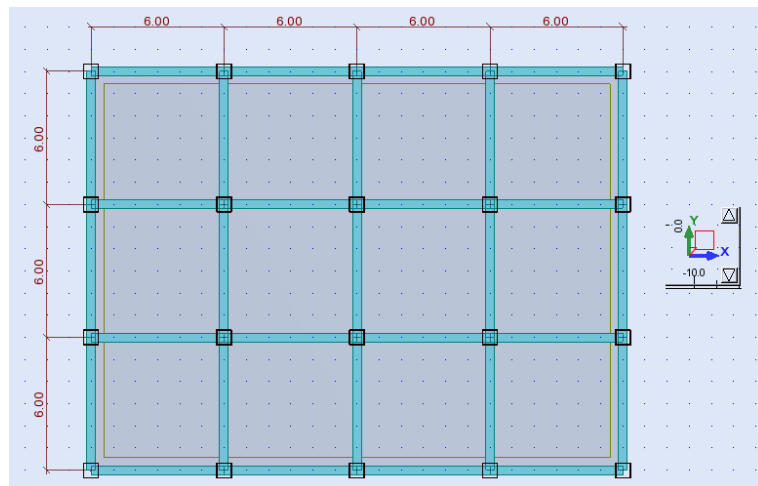
Suelo Tipo C

**Tabla 17 Geometría de las estructuras**

EDIFICIO	DESCRIPCIÓN	Nº plantas	Nº Vanos	
			dirección X 6m	dirección Y 6m
A	Edificio dos plantas	2	4	3
B	Edificio cinco plantas	5	4	3
C	Edificio diez plantas	10	4	3
D	Edificio de veinte plantas	20	4	3

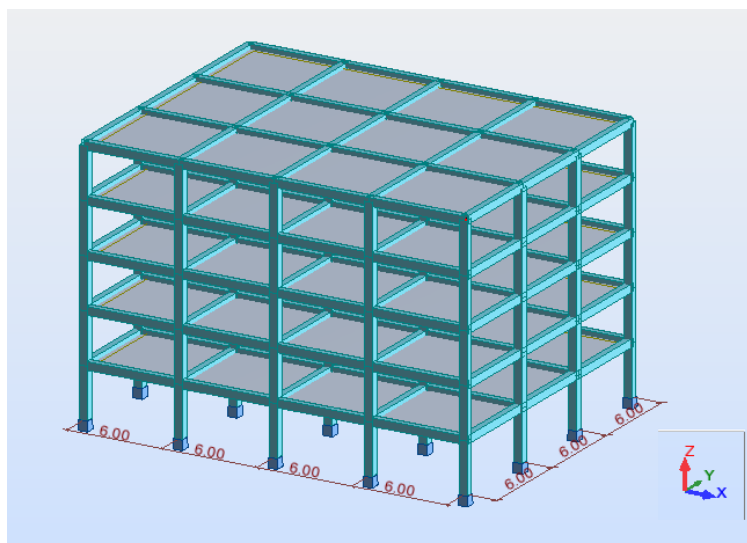
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 35 Vista en planta xy**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 36 Vista en 3D**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se observa en la figura, el edificio se caracteriza por tener una configuración estructural regular tanto en planta como en elevación, por lo tanto los coeficientes  $\phi_E$  y  $\phi_P$  tomarán el valor de 1, por ende se considera como regular en planta y elevación

A continuación, se presenta el espectro elástico de diseño en aceleraciones de los edificios expuestos en la tabla anterior con su respectivo sistema estructural; como son: Sistema de pórticos resistentes a momento tanto en hormigón armado como en acero y sistemas duales con muros estructurales y arrostramiento.

### **3.1 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento**

DATOS:

Altura de entrepiso 3.20 m

Losas macizas de 15 cm

Carga Viva  $0.20 \text{ t/m}^2$

Carga muerta  $0.25 \text{ t/m}^2$

**Tabla 18 Parámetros para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento**

Z	0.40
Tipo suelo	C
$\eta$	2.48
r	1.00
Fa	1.20
Fd	1.30
Fs	1.30
I	1.00
R	6.00

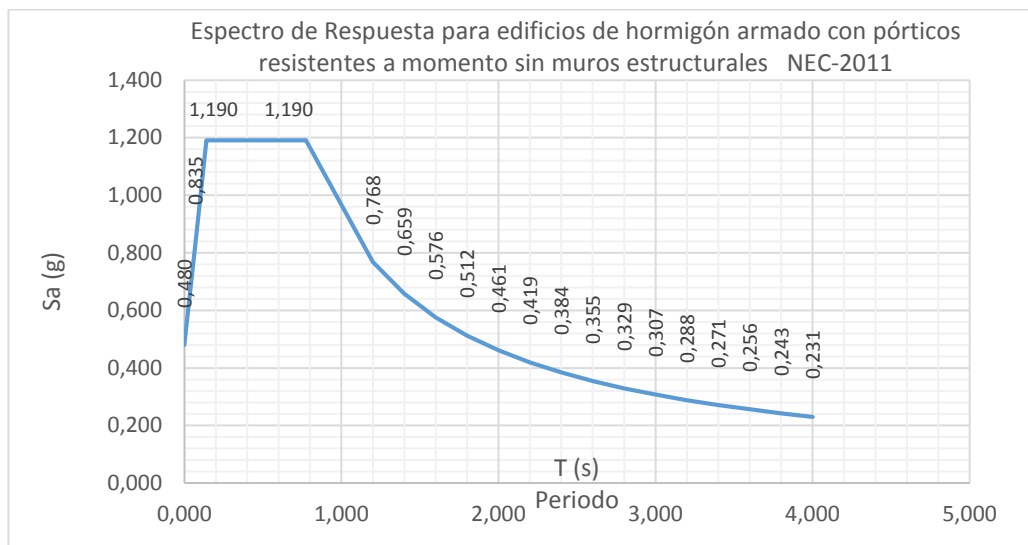
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 19 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Edificio 2 plantas		Edificio 5 plantas		Edificio 10 plantas		Edificio 20 plantas	
$h_n$ (m)	6.40	$h_n$ (m)	16.00	$h_n$ (m)	32.00	$h_n$ (m)	64.00
$C_t$	0.047	$C_t$	0.047	$C_t$	0.047	$C_t$	0.047
$\alpha$	0.900	$\alpha$	0.900	$\alpha$	0.900	$\alpha$	0.900
T (s)	0.250	T (s)	0.570	T (s)	1.063	T (s)	1.985
To (s)	0.141	To (s)	0.141	To (s)	0.141	To (s)	0.141
Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775
Resultado		Resultado		Resultado		Resultado	
Sa	1.190	Sa	1.190	Sa	0.867	Sa	0.465
Cs	0.198	Cs	0.198	Cs	0.145	Cs	0.077

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 37 Espectro de Respuesta para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento sin muros estructurales NEC-2011 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

### 3.1.1 Comparación de espectros de respuesta entre NEC 2011 – NEC 2014

Con la reciente actualización de la NEC, es necesario analizar los cambios producidos en el comportamiento de la estructura. Por ende se analiza los espectros de respuesta con el fin de comparar las diferencias entre ambas normas, sin embargo los resultados obtenidos en cuanto a corte basal, periodos de vibración y deformaciones en los edificios propuestos con la NEC 2011 son válidos, ya que la tendencia en los resultados se mantiene en las estructuras.

**Tabla 20 Parámetros para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento NEC-2011 y NEC-2014**

NEC 2011		NEC 2014	
Z	0.40	Z	0.40
Tipo suelo	C	Tipo suelo	C
$\eta$	2.48	$\eta$	2.48
r	1.00	r	1.00
Fa	1.20	Fa	1.20
Fd	1.30	Fd	1.11
Fs	1.30	Fs	1.11
I	1.00	I	1.00
R	6.00	R	8.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Con la nueva actualización, los factores de suelo redujeron de valor mientras que el factor de reducción R incremento su valor, como se observa en la tabla anterior. Con lo cual los resultados obtenidos son los siguientes:

**Tabla 21 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  según NEC 2011 y NEC 2014**

NEC 2011		NEC 2014	
Edificio 10 plantas		Edificio 10 plantas	
$h_n(m)$	32.00	$h_n(m)$	32.00
$C_t$	0.047	$C_t$	0.055
$\alpha$	0.900	$\alpha$	0.900
$T(s)$	1.063	$T(s)$	1.245
$T_o(s)$	0.141	$T_o(s)$	0.103
$T_c(s)$	0.775	$T_c(s)$	0.565
Resultado		Resultado	
$S_a$	0.867	$S_a$	0.540
$C_s$	0.145	$C_s$	0.068

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Con estas modificaciones, se observa un aumento en el periodo estático producto del incremento del coeficiente  $C_t$ , se nota también que el coeficiente de aceleración  $S_a$  disminuye conjuntamente con el factor  $C_s$ , que da como resultado final el decremento del cortante basal estático.

A continuación se muestra la tabla de resultados, donde se compara ambas ediciones de las normas NEC 2011 y NEC 2014, con el fin de realizar el espectro de aceleraciones y obtener una mejor apreciación de los cambios producidos en esta nueva actualización.

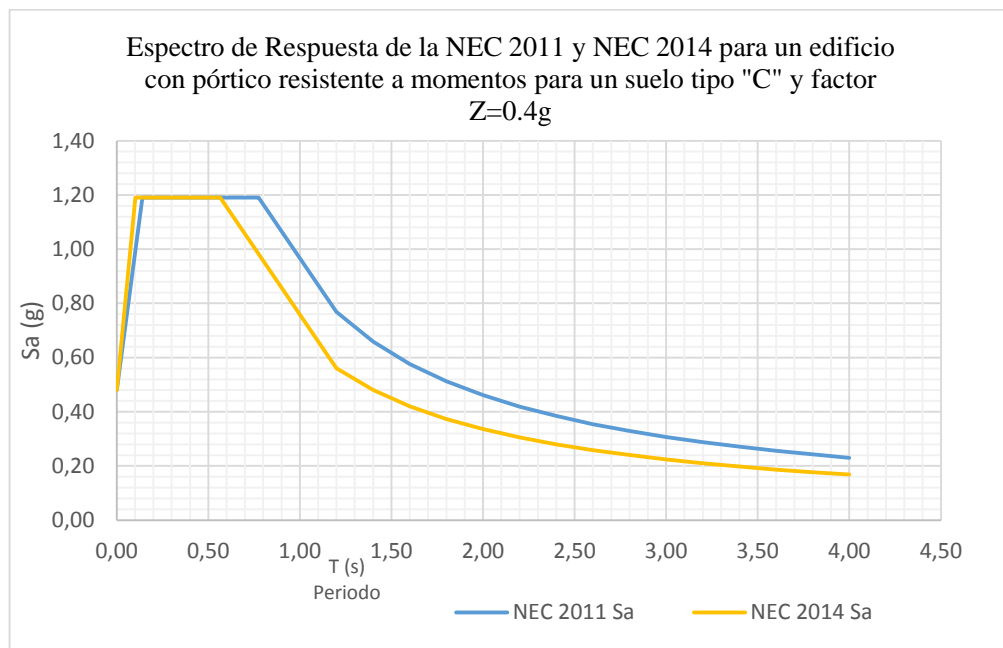
**Tabla 22 Comparación de espectros de respuesta entre NEC 2011 y NEC-2014**

NEC-2011			NEC-2014		
$T(s)$	$S_a$	$S_a/R$	$T(s)$	$S_a$	$S_a/R$
0.000	0.480	0.080	0.000	0.480	0.060
0.070	0.835	0.139	0.051	0.835	0.104
0.141	1.190	0.198	0.103	1.190	0.149
0.310	1.190	0.198	0.226	1.190	0.149
0.465	1.190	0.198	0.339	1.190	0.149
0.620	1.190	0.198	0.452	1.190	0.149
0.775	1.190	0.198	0.565	1.190	0.149
1.200	0.768	0.128	1.200	0.560	0.070
1.400	0.659	0.110	1.400	0.480	0.060
1.600	0.576	0.096	1.600	0.420	0.053

1.800	0.512	0.085	1.800	0.373	0.047
2.000	0.461	0.077	2.000	0.336	0.042
2.200	0.419	0.070	2.200	0.306	0.038
2.400	0.384	0.064	2.400	0.280	0.035
2.600	0.355	0.059	2.600	0.259	0.032
2.800	0.329	0.055	2.800	0.240	0.030
3.000	0.307	0.051	3.000	0.224	0.028
3.200	0.288	0.048	3.200	0.210	0.026
3.400	0.271	0.045	3.400	0.198	0.025
3.600	0.256	0.043	3.600	0.187	0.023
3.800	0.243	0.040	3.800	0.177	0.022
4.000	0.231	0.038	4.000	0.168	0.021

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 38 Comparación entre espectro de respuesta de la NEC 2011 y NEC 2014 para un edificio de hormigón armado con pórtico resistente a momentos para un suelo tipo "C" y factor  $Z=0.4g$**



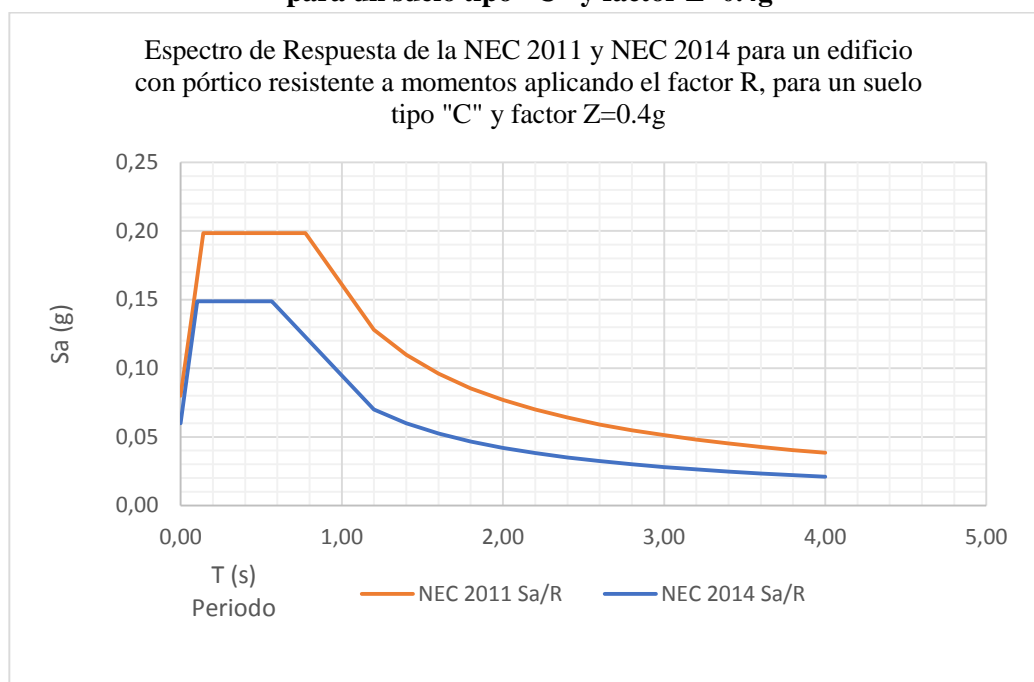
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que en la nueva actualización de la NEC, se mantiene la fase lineal del espectro para  $T \leq T_0$  cuya expresión corresponde a  $S_a = F_a \left[ 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right]$ , sin embargo con sus nuevos factores de sitio, notamos que se obtiene un menor valor de  $T_0$ , ya que está en función de dichos factores  $T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$

De la misma manera en el rango para  $0 \leq T \leq T_c$  correspondiente a la expresión  $S_a = \eta Z F_a$ , se observa que mantiene su valor, puesto que, el factor  $F_a$  para un suelo tipo C para una zona V con un valor de  $Z=0.4g$ , no existe cambios en la nueva actualización. Sin embargo el rango de periodos donde se mantiene constante, disminuye ya que se obtiene un menor valor de  $T_c$  por sus menores factores de sitio,  $T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$

Finalmente  $S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r$  para  $T > T_c$ , se nota que disminuyen las ordenadas espectrales, ya que está en función de factor  $T_c$ , el cual redujo su valor en la NEC-2014.

**Gráfico 39 Comparación entre espectro de respuesta de la NEC 2011 y NEC para un edificio de hormigón armado con pórtico resistente a momentos aplicando el factor R, para un suelo tipo "C" y factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Uno de los cambios significativos en esta nueva actualización, se trata del aumento del factor de reducción R, producto de esto se obtiene una disminución en la fuerza de diseño del sismo. Como se observa en el espectro de respuestas de aceleraciones, existe una gran diferencia aplicando el factor R=6 y R=8 para la NEC 2011 y NEC 2014 respectivamente.

### **3.2 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales**

DATOS:

Altura de entrepiso 3.20 m

Losas macizas de 15 cm

Carga Viva 0.20 t/m<sup>2</sup>

Carga muerta 0.25 t/m<sup>2</sup>

**Tabla 23 Parámetros en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales**

Z	0.40
Tipo suelo	C
$\eta$	2.48
r	1.00
Fa	1.20
Fd	1.30
Fs	1.30
I	1.00
R	7.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

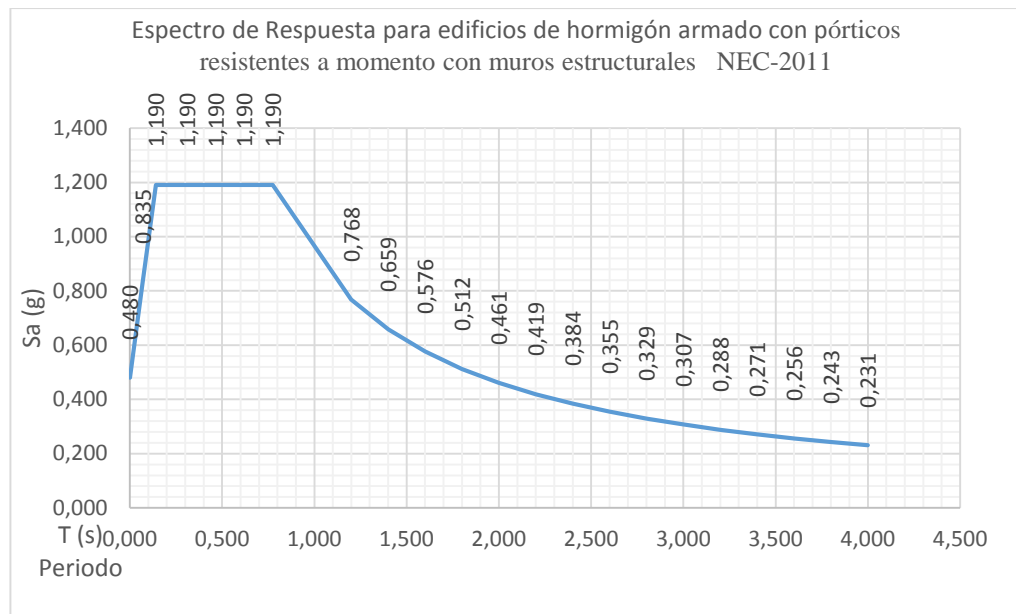


**Tabla 24 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Edificio 2 plantas		Edificio 5 plantas		Edificio 10 plantas		Edificio 20 plantas	
$h_n$ (m)	6.40	$h_n$ (m)	16.00	$h_n$ (m)	32.00	$h_n$ (m)	64.00
$C_t$	0.049	$C_t$	0.049	$C_t$	0.049	$C_t$	0.049
$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750
$T$ (s)	0.197	$T$ (s)	0.392	$T$ (s)	0.659	$T$ (s)	1.109
$T_o$ (s)	0.141	$T_o$ (s)	0.141	$T_o$ (s)	0.141	$T_o$ (s)	0.141
$T_c$ (s)	0.775	$T_c$ (s)	0.775	$T_c$ (s)	0.775	$T_c$ (s)	0.775
Resultado		Resultado		Resultado		Resultado	
$S_a$	1.190	$S_a$	1.190	$S_a$	1.190	$S_a$	0.832
$C_s$	0.170	$C_s$	0.170	$C_s$	0.170	$C_s$	0.119

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 40 Espectro de Respuesta para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales NEC-2011 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

### 3.3 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 en edificios de Acero estructural con pórticos resistentes a momento.

DATOS:

Altura de entrepiso 3.20 m

Losas macizas de 15 cm

Carga Viva 0.20 t/m<sup>2</sup>

Carga muerta 0.25 t/m<sup>2</sup>

**Tabla 25 Parámetros en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento**

Z	0.40
Tipo suelo	C
$\eta$	2.48
r	1.00
Fa	1.20
Fd	1.30
Fs	1.30
I	1.00
R	6.00

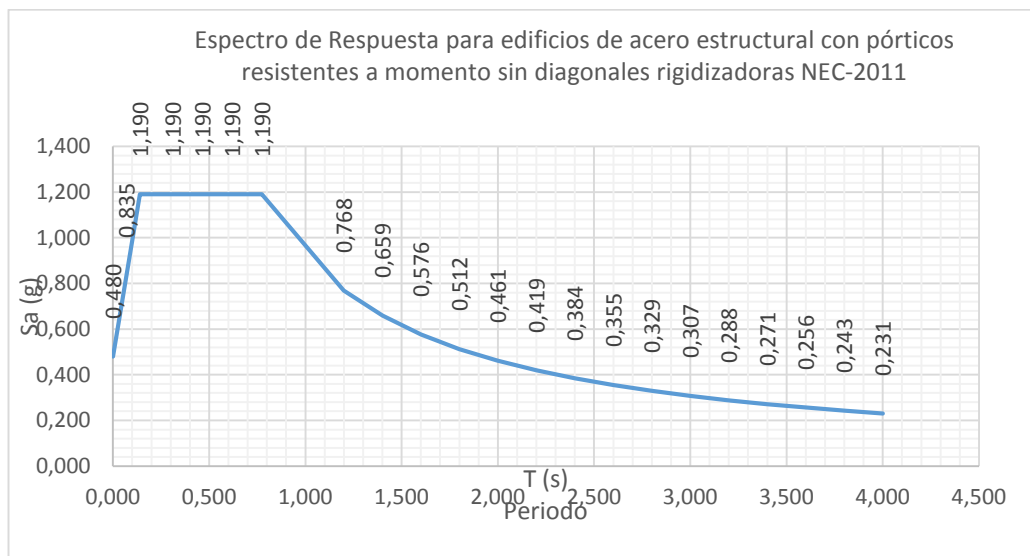
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 26 Resultados obtenidos del análisis estático para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento sin diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Edificio 2 plantas		Edificio 5 plantas		Edificio 10 plantas		Edificio 20 plantas	
$h_n(m)$	6.40	$h_n(m)$	16.00	$h_n(m)$	32.00	$h_n(m)$	64.00
$C_t$	0.072	$C_t$	0.072	$C_t$	0.072	$C_t$	0.072
$\alpha$	0.800	$\alpha$	0.800	$\alpha$	0.800	$\alpha$	0.800
$T(s)$	0.318	$T(s)$	0.662	$T(s)$	1.152	$T(s)$	2.006
$T_o(s)$	0.141	$T_o(s)$	0.141	$T_o(s)$	0.141	$T_o(s)$	0.141
$T_c(s)$	0.775	$T_c(s)$	0.775	$T_c(s)$	0.775	$T_c(s)$	0.775
Resultado		Resultado		Resultado		Resultado	
Sa	1.190	Sa	1.190	Sa	0.800	Sa	0.460
Cs	0.198	Cs	0.198	Cs	0.133	Cs	0.077

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 41 Espectro de Respuesta para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento sin diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

### 3.4 Espectro de respuesta de aceleración aplicando la Norma NEC 2011 Pórticos resistentes a momento en edificios de Acero estructural con diagonales rigidizadoras

DATOS:

Altura de entrepiso 3.20 m

Losas macizas de 15 cm

Carga Viva  $0.20 \text{ t/m}^2$

Carga muerta  $0.25 \text{ t/m}^2$

**Tabla 27 Parámetros en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento y diagonales rigidizadoras**

Z	0.40
Tipo suelo	C
$\eta$	2.48
r	1.00
Fa	1.20
Fd	1.30
Fs	1.30
I	1.00
R	7.00

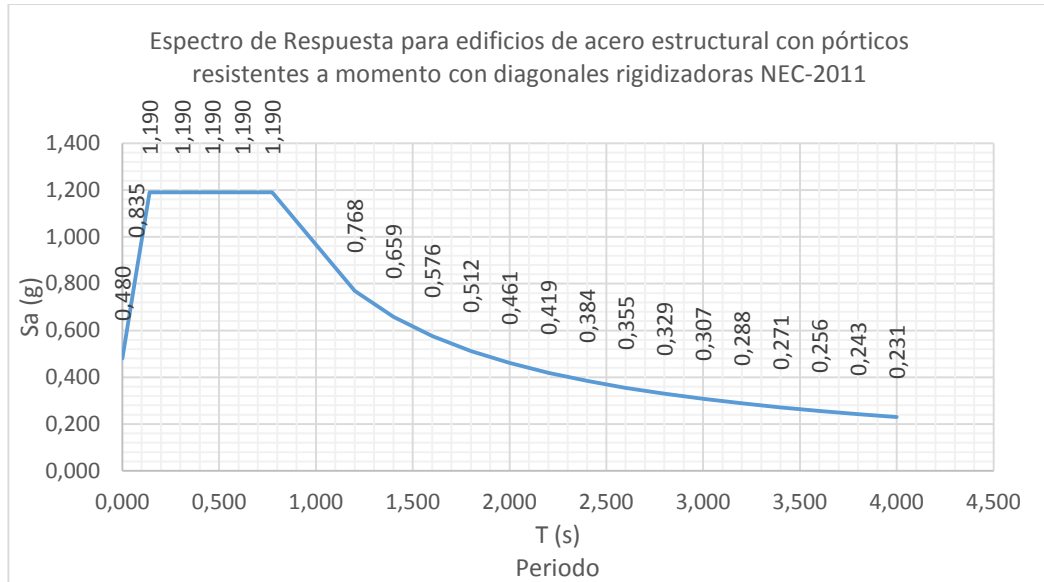
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 28 Resultados obtenidos del análisis estático en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento y diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Edificio 2 plantas		Edificio 5 plantas		Edificio 10 plantas		Edificio 20 plantas	
$h_n$ (m)	6.40	$h_n$ (m)	16.00	$h_n$ (m)	32.00	$h_n$ (m)	64.00
$C_t$	0.073	$C_t$	0.073	$C_t$	0.073	$C_t$	0.073
$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750	$\alpha$	0.750
T (s)	0.294	T (s)	0.584	T (s)	0.982	T (s)	1.652
To (s)	0.141	To (s)	0.141	To (s)	0.141	To (s)	0.141
Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775	Tc (s)	0.775
Resultado		Resultado		Resultado		Resultado	
Sa	1.190	Sa	1.190	Sa	0.939	Sa	0.558
Cs	0.170	Cs	0.170	Cs	0.134	Cs	0.080

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 42 Espectro de Respuesta para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

## CAPITULO IV MEMORIA DE CÁLCULO

Una vez planteados los tipos de sistemas estructurales a usarse, se realiza el análisis del comportamiento dinámico, en el cual, se revisa los parámetros fundamentales tales como: Corte basal, periodos fundamentales de vibración y deformación en edificios, en función de la variación del coeficiente de la expresión del módulo de elasticidad, rigidez y masa reactiva.

En la NEC 2011, describe que en el caso de estructuras de hormigón armado, el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:  $0.5 I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y  $0.8 I_g$  para columnas. Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de  $0.6 I_g$  y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos), pero en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

Sin embargo la NEC no especifica si estos agrietamiento se los realiza a nivel de servicio o de diseño, por lo tanto el nivel de agrietamiento se define según ACI 318-14, es decir, las secciones estructurales tales como vigas, columnas, losas y muros se deben usar valores de inercias agrietadas igual  $0.70 I_g$  para determinar el periodo fundamental de vibración y el cortante basal dinámico, el cual de requerirse se ajustará mínimo al 80% del cortante estático obtenido en el código. Para la determinación de

las deformaciones y para el diseño, los elementos estructurales deben tener valores de inercias agrietadas igual a  $0.5 I_g$ , y además el cortante basal será reemplazado por el obtenido en las estructuras agrietadas a  $0.7 I_g$ .

En cuanto a los periodos de vibración, existen una infinidad de modos naturales de vibración, pero para efectos de ingeniería y por tratarse de estructuras regulares se considera traslación pura a lo largo de la dirección X, traslación pura a lo largo de la dirección Y, además de la rotación perfecta alrededor del eje Z.

La norma ACI considera un límite, donde el periodo obtenido por el análisis dinámico no debe superar al 30% del periodo estático, En caso de que periodo dinámico sea menor se mantendrá el periodo dinámico caso contrario se usara el periodo amplificado.

Las deformaciones se controla siguiendo lo indicado en la tabla 2.8 del capítulo 2 de la NEC 2011, el cual limita a las derivas a no superar el 2% de la altura de entrepiso de edificios de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, evitando así deformaciones excesivas en elementos estructurales y no estructurales.

Para las estructuras de acero se aplica el mismo procedimiento a seguir en edificios de hormigón armado, con la diferencia de no considerar secciones agrietadas, con lo cual el corte basal se corregirá al corte basal estático de manera directa. A continuación se presentan las tablas con los resultados obtenidos del análisis dinámico, realizados en el software Autodesk Robot Structural analysis professional en los edificios propuestos, considerando la explicación anteriormente dicha en este capítulo.

## 4.1 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento

En las estructuras se usa parámetros necesarios para el diseño sismo resistente, en cuanto a la resistencia del hormigón armado correspondiente a  $280 \text{ kg/cm}^2$ , con el cual se determina el módulo de Elasticidad del concreto  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en  $\text{Kg/cm}^2$  se muestran a continuación:  $=15100\sqrt{f'c'} [\text{kg/cm}^2]$ , sin embargo se ha considerado pertinente disminuir el módulo de elasticidad a la siguiente expresión:

$$E=11200\sqrt{f'c'} [\text{kg/cm}^2]$$

El módulo de corte,  $G_c$  se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

$$G=E/2(\nu+1) [\text{kg/cm}^2]$$

Resistencia del Hormigón $f'c$	280	$\text{kg/cm}^2$
Peso específico	2400	$\text{kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad $E$	187000	$\text{kg/cm}^2$
módulo de Poisson	0.2	
Módulo Corte $G$	77916.67	$\text{kg/cm}^2$

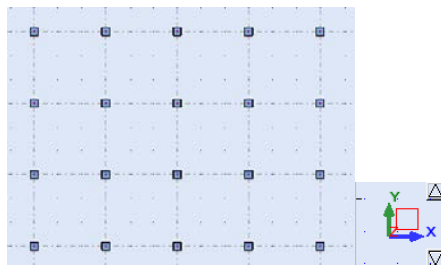
El dimensionamiento de las estructuras se realizaron con su debido pre dimensionamiento respetando los requisitos explicados en ACI 318-08, 21.5.1, para vigas donde se requiere que la base no debe ser menor a 25 cm ni menor de  $0.30h$  y ACI 318-11, 21.6.1 para columnas, donde se requiere que la base no debe ser menor a 30 cm y la relación  $b/h$  debe ser mayor a 0.4. Es importante respetar el concepto de columna fuerte- viga débil indicado en ACI 318-08 ,21.6.2.2 donde señala que la sumatoria de momentos nominales en columnas debe ser como mínimo 1.2 veces la sumatoria de momentos nominales en vigas.

**Tabla 29 Parámetros: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento**

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

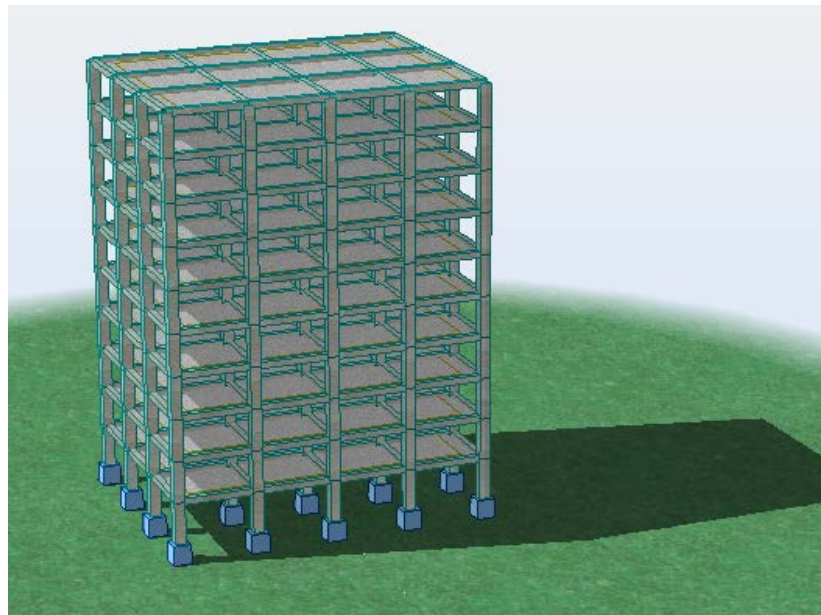
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 43 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 44 vista en 3D: Sistema de pórticos resistentes a momento**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



**Tabla 30 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

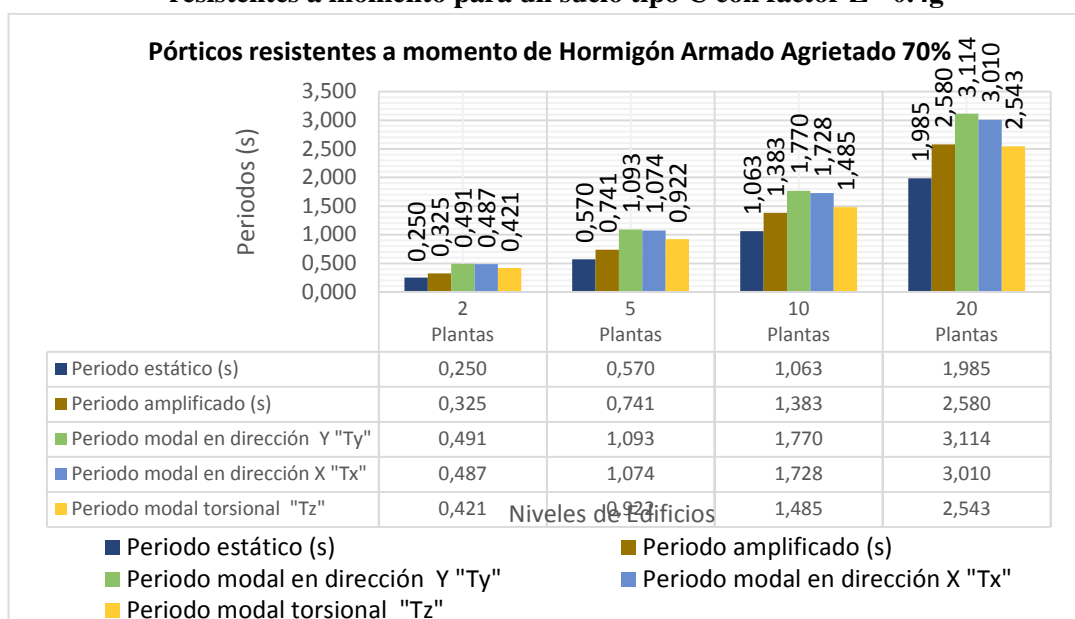
#### 4.1.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento Agrietado 70%

**Tabla 31 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421
5 plantas	0.570	0.741	1.093	1.074	0.922
10 plantas	1.063	1.383	1.770	1.728	1.485
20 plantas	1.985	2.580	3.114	3.010	2.543

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 32 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

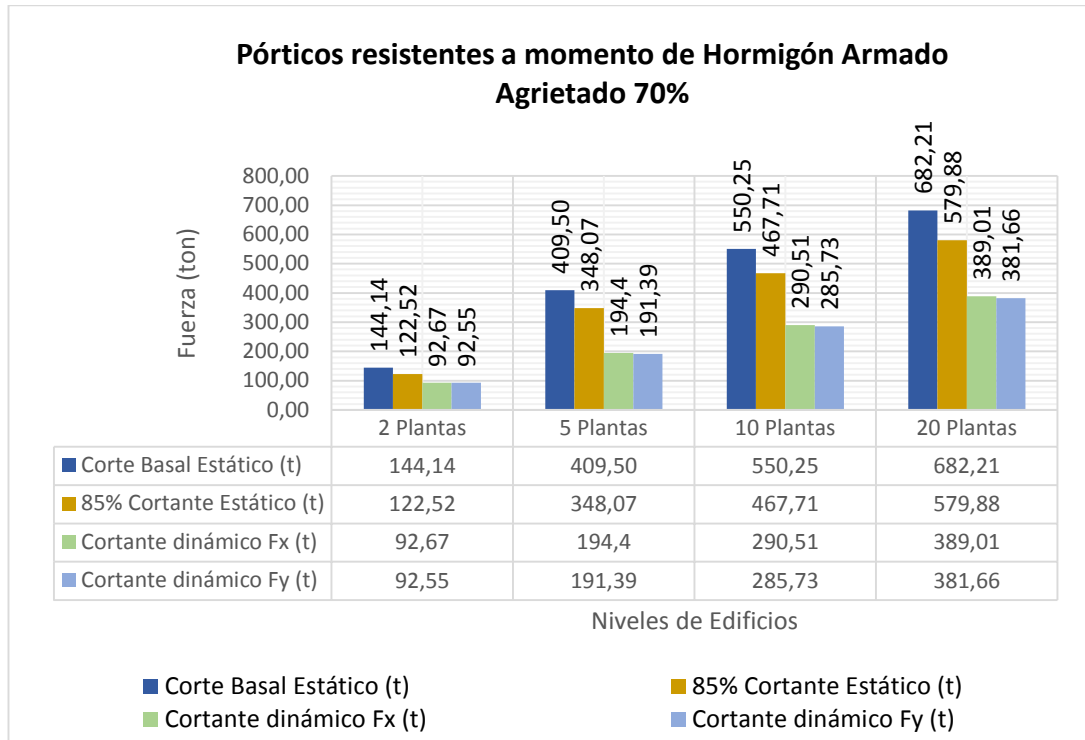
En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones en todas las estructuras, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 33 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	194.40	191.39
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	290.51	285.73
20 plantas	11452.80	0.060	682.21	579.88	389.01	381.66

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 45 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama el cortante obtenido por el análisis dinámico, es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que el corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio, ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

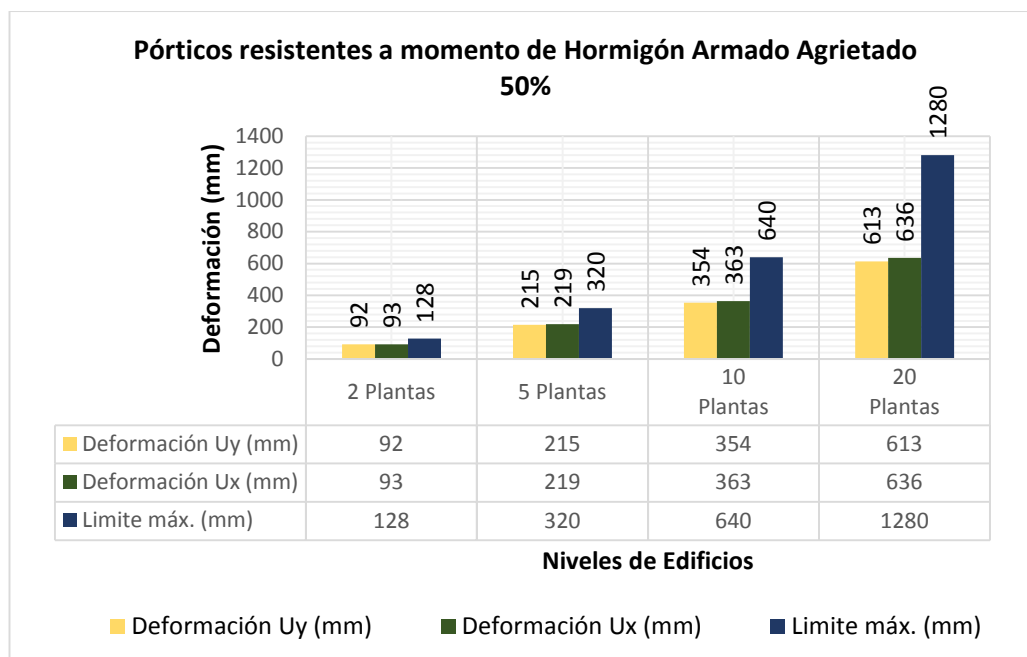
#### 4.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50%

**Tabla 34 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	92	93	128
5 plantas	348.07	348.07	215	219	320
10 plantas	467.71	467.71	354	363	640
20 plantas	579.88	579.88	613	636	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 46 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50%, se determinó las deformaciones de los edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se observa la deformación,  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio.

## **4.2 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales**

En el análisis para edificios con pórticos con muros estructurales, se ha tenido presente la ubicación de los mismo, puesto que tiene una gran influencia sobre el comportamiento de la estructura. Se estudia las tres ubicaciones propuestas con el cual se podrá observar los cambios que produce sobre el comportamiento dinámico en cuanto a la distribución de los muros.

En las estructuras se usa parámetros necesarios para el diseño sismo resistente en cuanto a la resistencia del hormigón armado correspondiente a  $280 \text{ kg/cm}^2$ , con el cual se determina el módulo de Elasticidad del concreto  $E_c$ , este se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en  $\text{kg/cm}^2$  se muestran a continuación:  $=15100\sqrt{f_c'}$  [ $\text{kg/cm}^2$ ], sin embargo se ha considerado pertinente disminuir el módulo de elasticidad a la siguiente expresión:

$$E=11200\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El módulo de corte,  $G_c$  se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

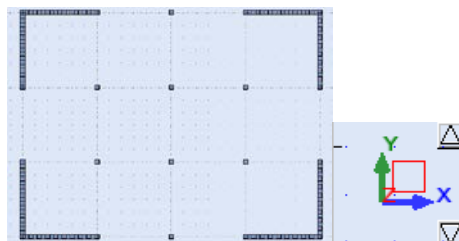
$$G= \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia del Hormigón $f_c$	280	$\text{kg/cm}^2$
Peso específico	2400	$\text{kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad E	187000	$\text{kg/cm}^2$
módulo de Poisson $\nu$	0.2	
Módulo Corte G	77916.67	$\text{kg/cm}^2$

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se tiene las mismas consideraciones anteriormente explicadas, adicionalmente los muros deben cumplir con los requisitos en ACI donde limita la base del muro mínimo a 30 cm, con lo cual para los modelos se utilizara muros de 30 cm

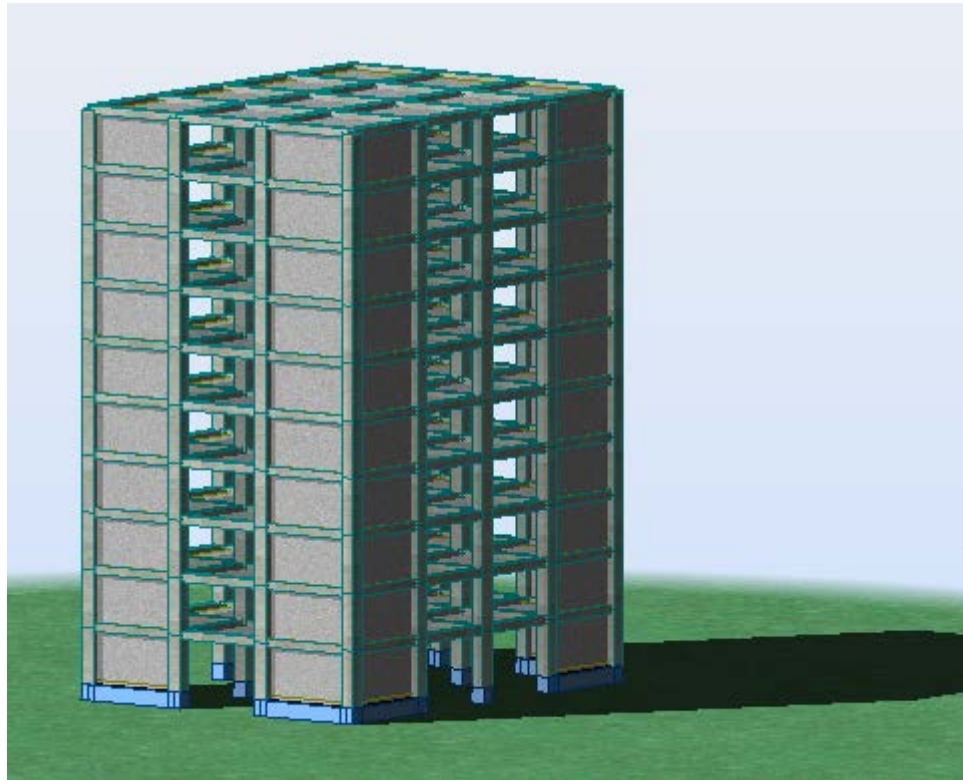
#### 4.2.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Ubicación 1

**Gráfico 47 Vista en planta: Sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 48 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 35 Dimensionamiento: Edificios con pórticos de hormigón armado resistentes a momento y muros estructurales esquineros**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1968.96	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	4760.16	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	11072.64	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

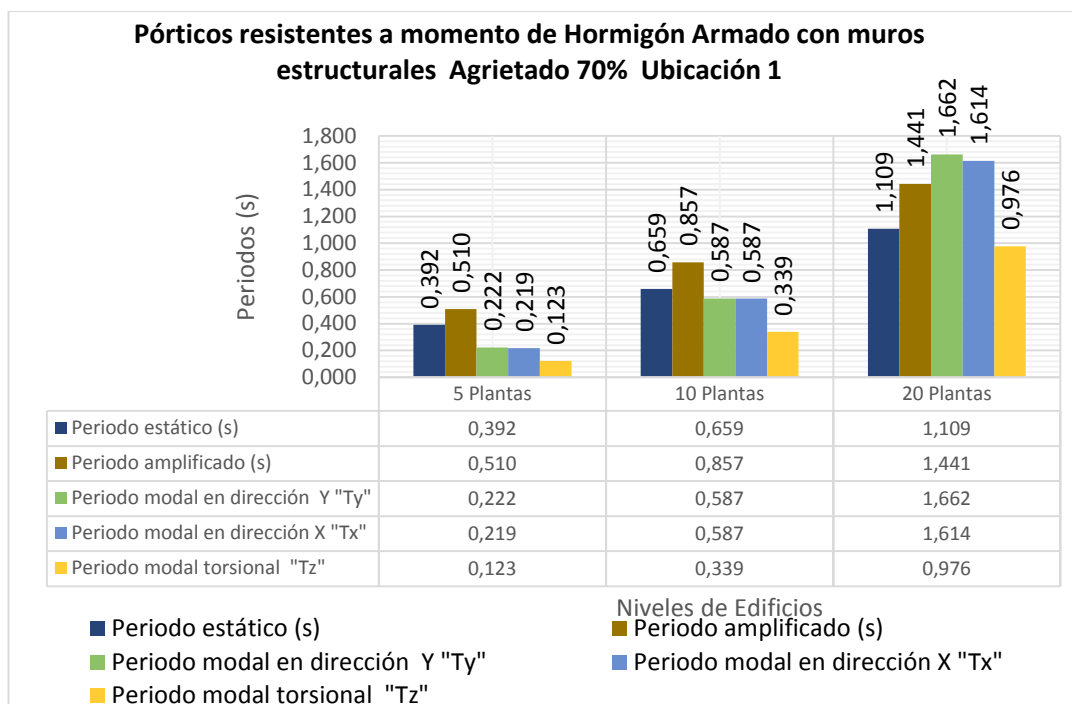
#### 4.2.1.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 70%

**Tabla 36 Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
5 plantas	0.392	0.510	0.222	0.219	0.123
10 plantas	0.659	0.857	0.587	0.587	0.339
20 plantas	1.109	1.441	1.662	1.614	0.976

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 49 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



Como se puede observar el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales,  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

Para los edificios de 5 plantas y 10 plantas el periodo dinámico es menor al periodo estático, en cuanto al edificio de 20 plantas sucede lo contrario por lo cual se procederá a trabajar con el periodo amplificado estático.

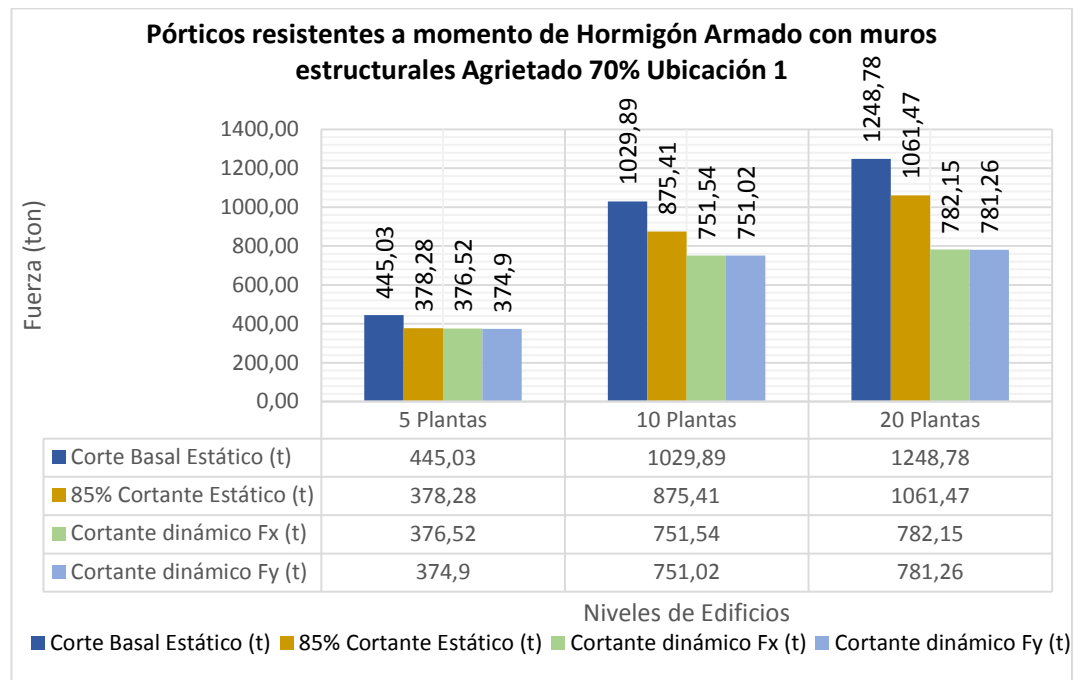
Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones se han reducido significativamente con la presencia de los muros, tanto así que el periodo estático es el que predomina en los edificios de 5 y 10 plantas, pero en el edificio de 20 plantas es el dinámico pero muy cerca del estático.

**Tabla 37 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	$C_s$	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	2616.96	0.170	445.03	378.28	376.52	374.90
10 plantas	6056.16	0.170	1029.89	875.41	751.54	751.02
20 plantas	13664.64	0.091	1248.78	1061.47	782.15	781.26

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 50 Cortante estático y dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

La gráfica nos muestra que el uso de los muros estructurales aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico, sin embargo aún es inferior al cortante estático, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

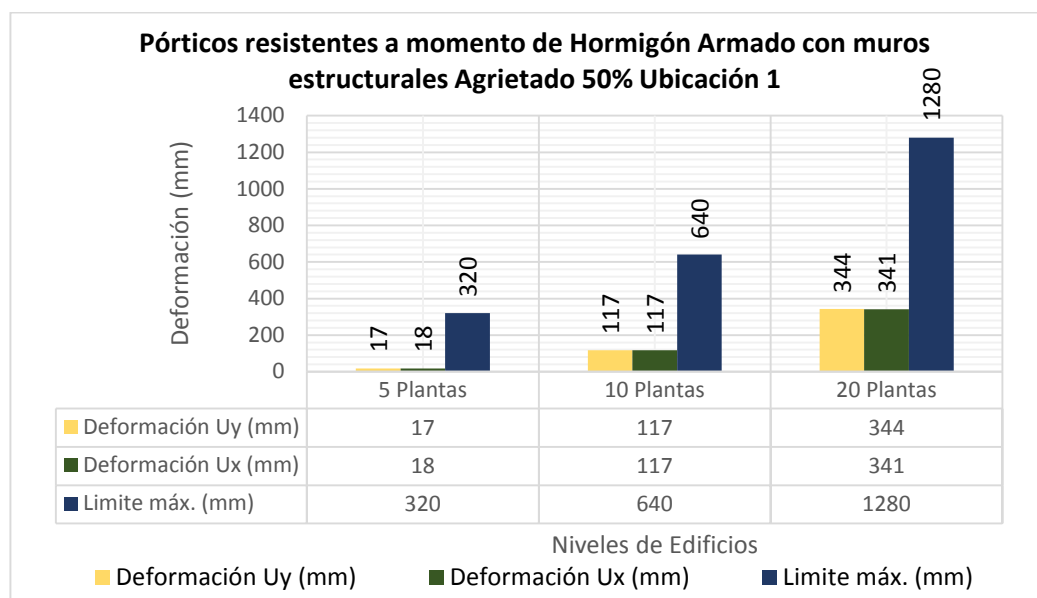
#### 4.2.1.2 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 50%

**Tabla 38 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
5 plantas	378.28	378.28	17	18	320
10 plantas	875.41	875.41	117	117	640
20 plantas	1061.47	1061.47	344	341	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 51 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado con muros estructurales esquineros para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50%, se determina las deformaciones considerando los muros estructurales, donde se puede observar claramente una reducción importante en las deformaciones del edificio.

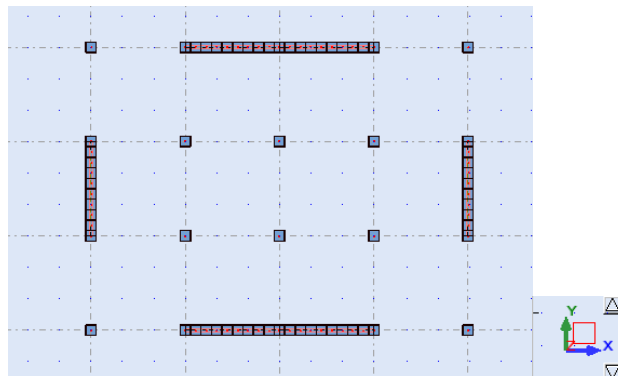
Los muros se han ubicado en las esquinas del edificio, conformando así un confinamiento desde las esquinas de la estructura donde se puede apreciar un control

de las deformaciones tanto en el eje x como en el eje y, permitiendo así un control absoluto del edificio.

De la misma manera se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70%, como el corte basal estático fue quien predominó tanto en  $F_x$  como en  $F_y$ , por ende, se corrigió al 85% de dicho corte.

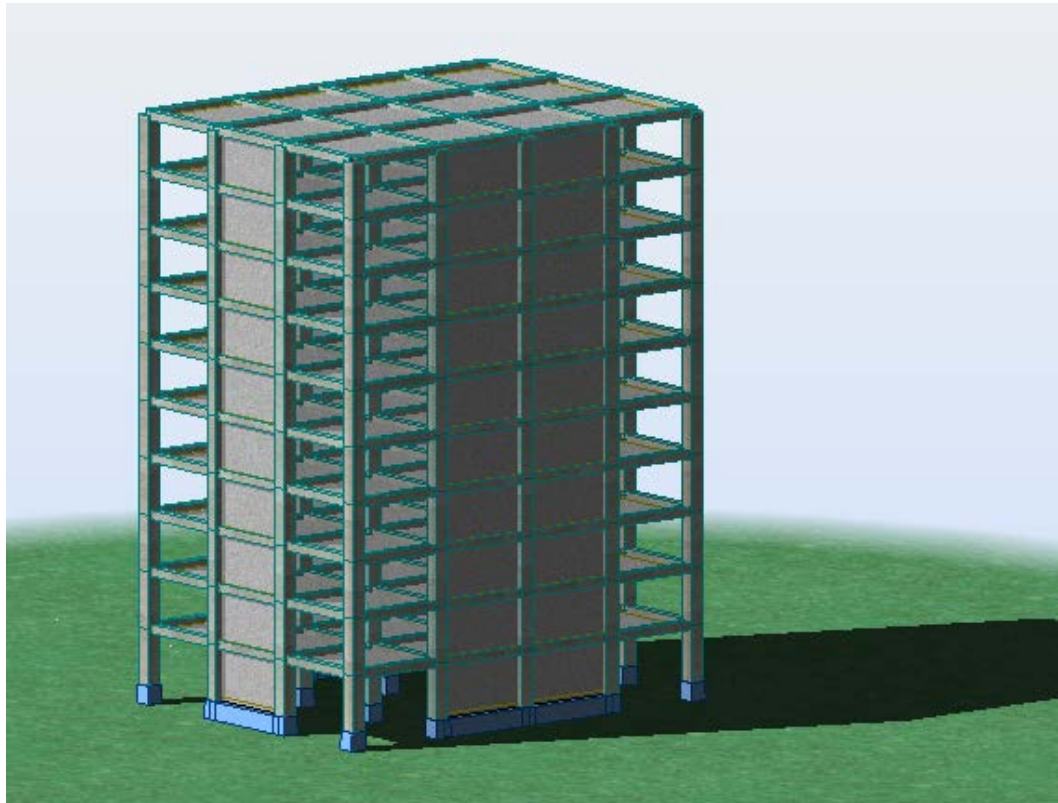
#### **4.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Ubicación 2**

**Gráfico 52 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 53 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 39 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1830.72	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	4483.68	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	10519.68	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

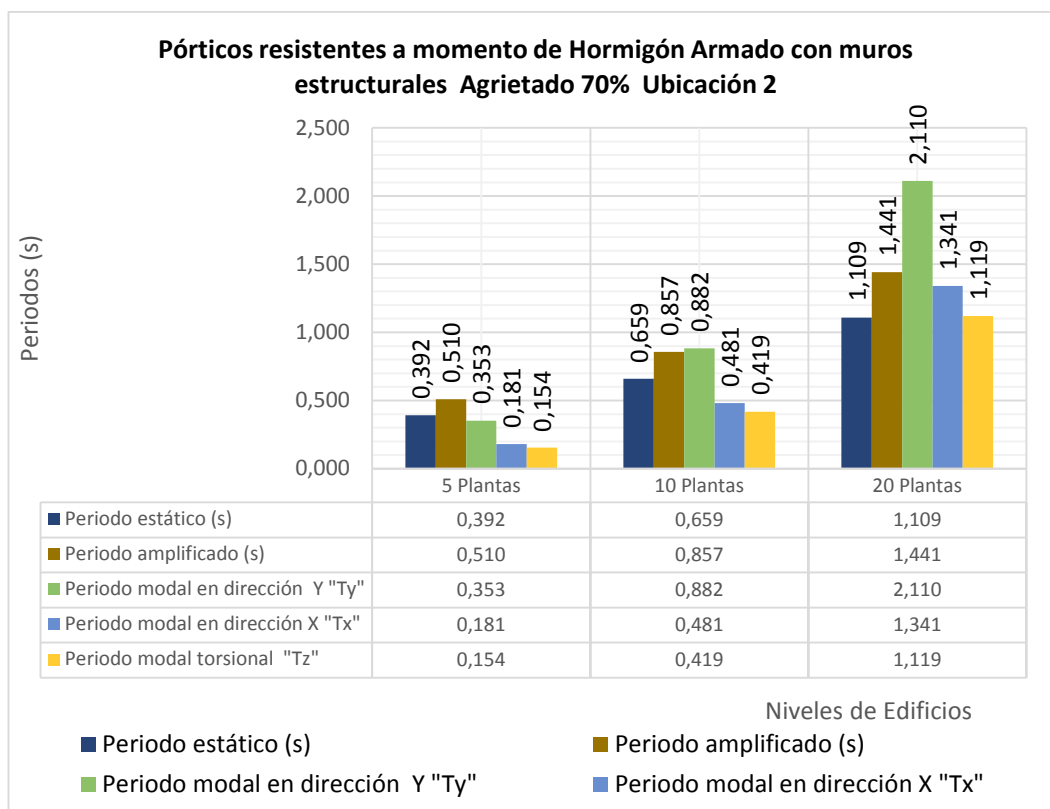
#### 4.2.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Agrietado 70%

**Tabla 40 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
5 plantas	0.392	0.510	0.353	0.181	0.154
10 plantas	0.659	0.857	0.882	0.481	0.419
20 plantas	1.109	1.441	2.110	1.341	1.119

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 54 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales,  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

Para los edificios de 5 plantas el periodo dinámico es menor al periodo estático, en cuanto a los edificios de 10 plantas y 20 plantas sucede lo contrario en cuanto al periodo  $T_y$ , por lo cual se procederá a trabajar con el periodo amplificado estático.

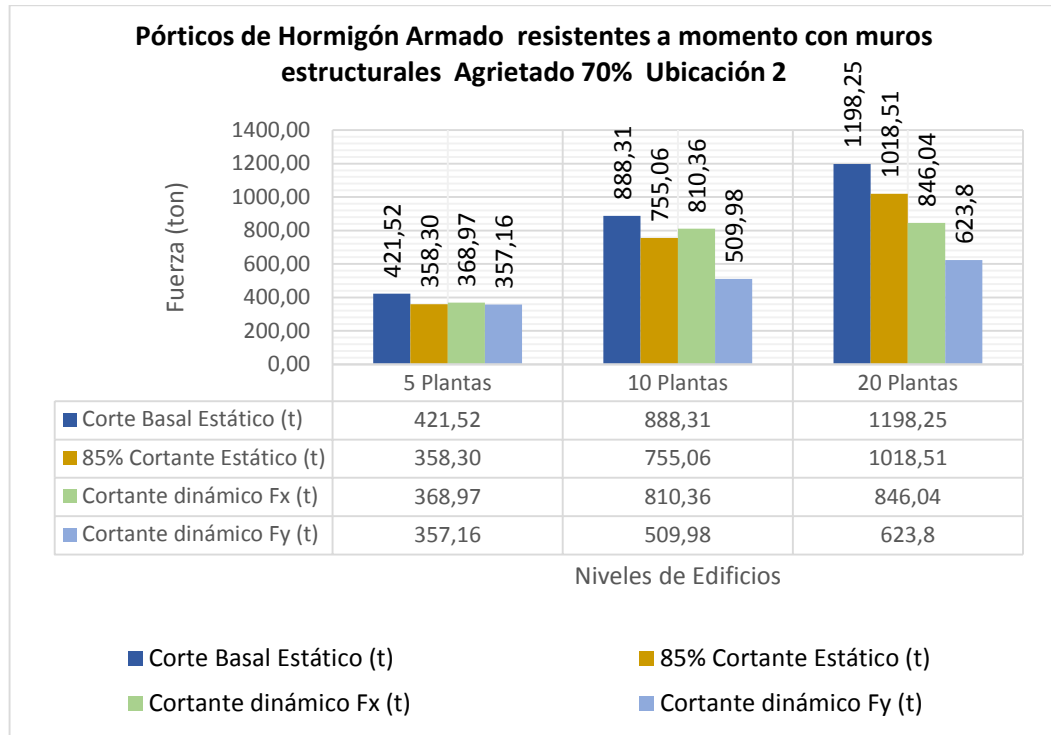
Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones se han reducido significativamente con la presencia de los muros, sin embargo se observa que el periodo dinámico  $T_y$  es el más alto para esta ubicación de muros ya que se contiene más rigidez a lo largo del eje x.

**Tabla 41 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	2478.72	0.170	421.52	358.30	368.97	357.16
10 plantas	5779.68	0.154	888.31	755.06	810.36	509.98
20 plantas	13111.68	0.091	1198.25	1018.51	846.04	623.80

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 55 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

La gráfica nos muestra que el uso de los muros estructurales aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico, sobre todo en Fx ya que es donde existe mayor cantidad de muros por ende los edificios de 5 y 10 plantas predomina el cortante dinámico Fx, sin embargo en el edificio de 20 plantas el periodo dinámico aún es inferior al mínimo del cortante estático, con lo cual se debe ajustar al 85% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

En Fy dinámico se ajustan al 85% de corte estático en todas las estructuras por ser menores a este.



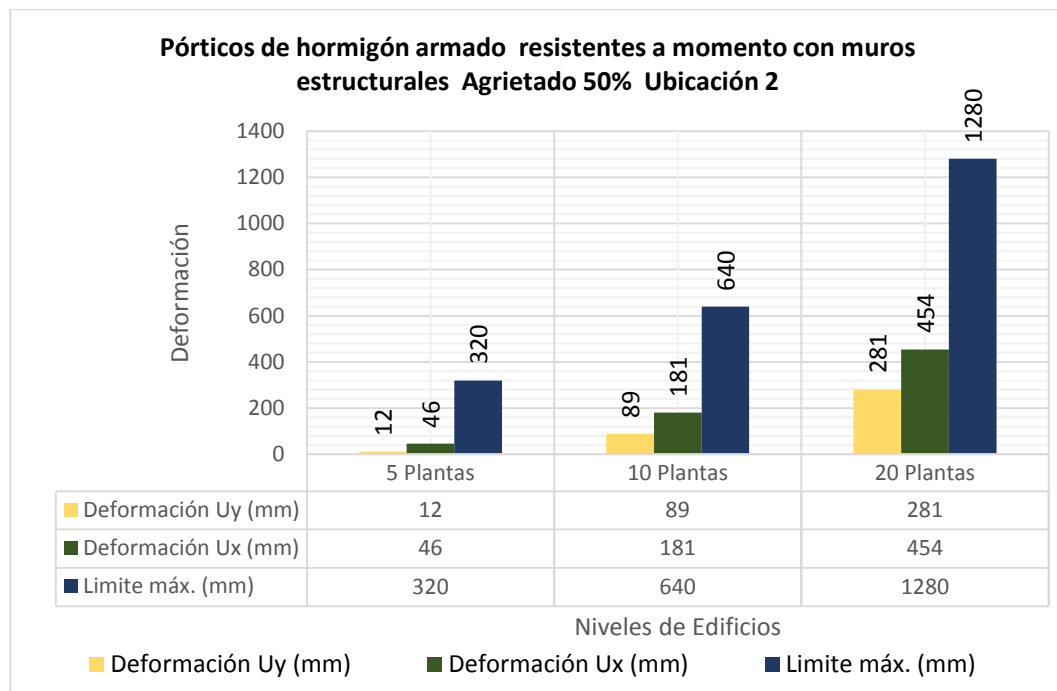
#### 4.2.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con muros estructurales Agrietado 50%

**Tabla 42 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
5 plantas	368.97	358.30	12	46	320
10 plantas	810.36	755.06	89	181	640
20 plantas	1018.51	1018.51	281	454	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 56 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales laterales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

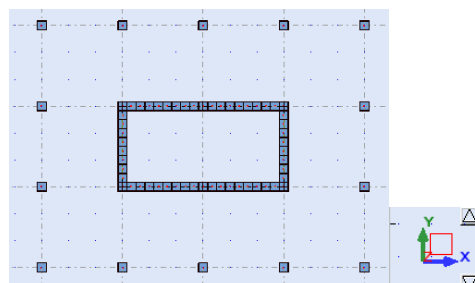
Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determina las deformaciones considerando los muros estructurales, donde se puede observar claramente una reducción importante en las deformaciones del edificio.

Los muros se han ubicado en los exteriores del edificio, conformando así un confinamiento desde el exterior de la estructura, con lo cual, se observa que las deformaciones se controlan con mayor eficiencia a lo largo del eje x, sin embargo el eje y está por debajo del límite requerido por la NEC 2011.

De la misma manera se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70%, siendo el cortante dinámico  $F_x$  para los edificios de 5 y 10 plantas quien predomina, no así en el edificio de 20 plantas donde predomina el 85% cortante estático. En cambio en  $F_y$  corresponde al 85% del corte basal estático en todos los edificios

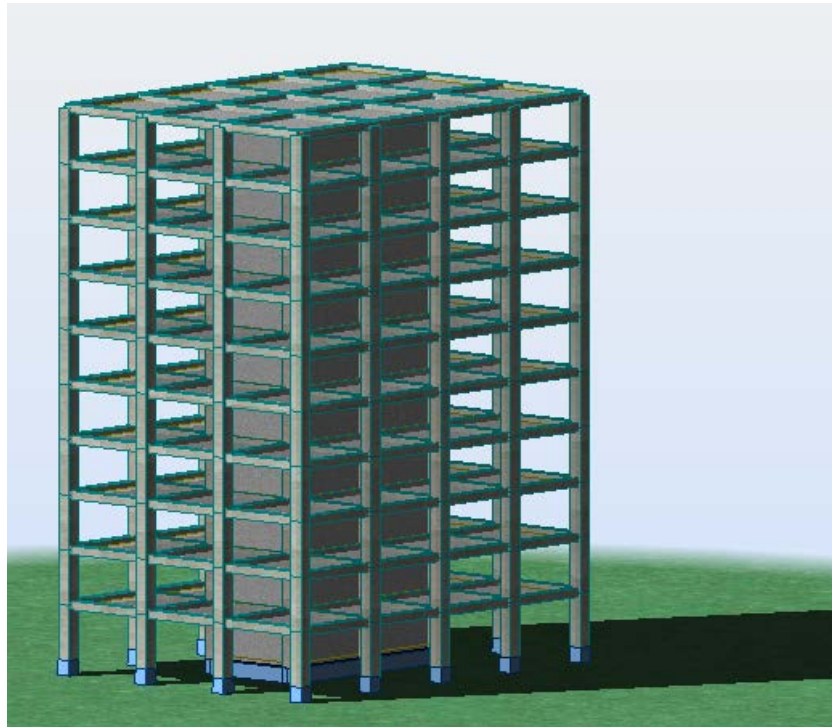
#### **4.2.3 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Ubicación 3**

**Gráfico 57 Vista en planta: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 58 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 43 Dimensionamiento: Edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento y muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1830.72	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	4483.68	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	10519.68	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

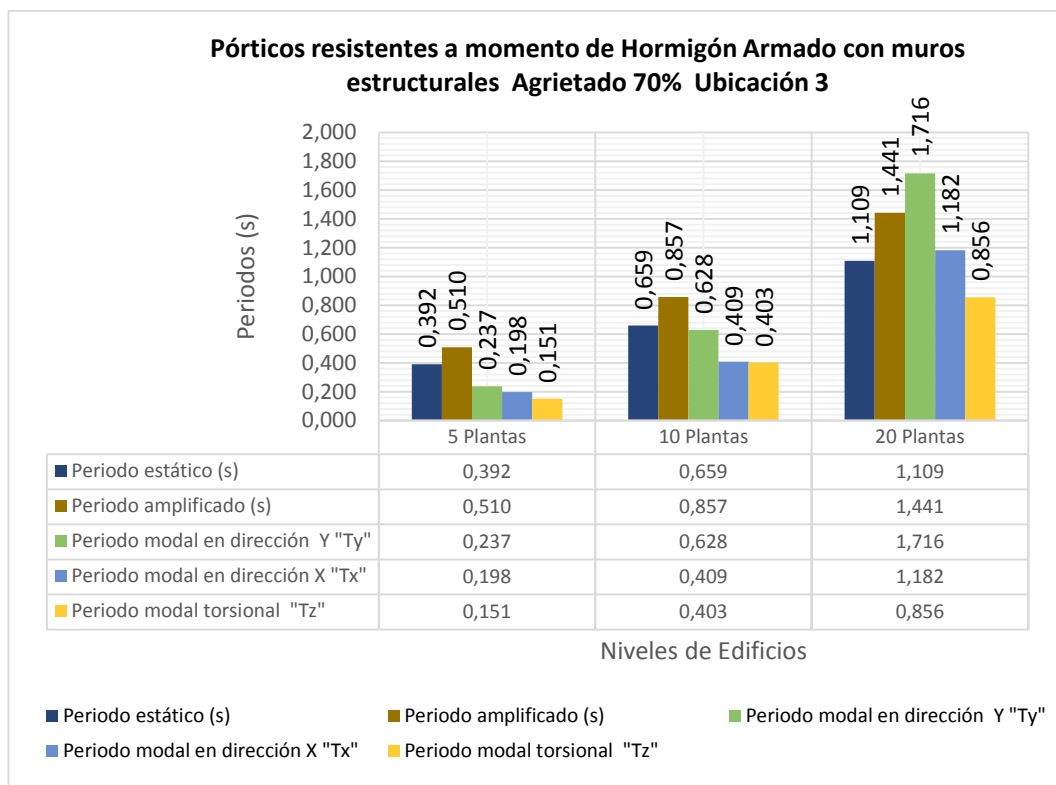
### 4.2.3.1 Pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 70%

**Tabla 44 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
5 plantas	0.392	0.510	0.237	0.198	0.151
10 plantas	0.659	0.857	0.628	0.409	0.403
20 plantas	1.109	1.441	1.716	1.182	0.856

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 59 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar que el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales,  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

Para los edificios de 5 plantas y 10 plantas el periodo dinámico es menor al periodo estático, en cuanto al edificio de 20 plantas sucede lo contrario en el periodo  $T_y$ , por lo cual se procederá a trabajar con el periodo amplificado estático.

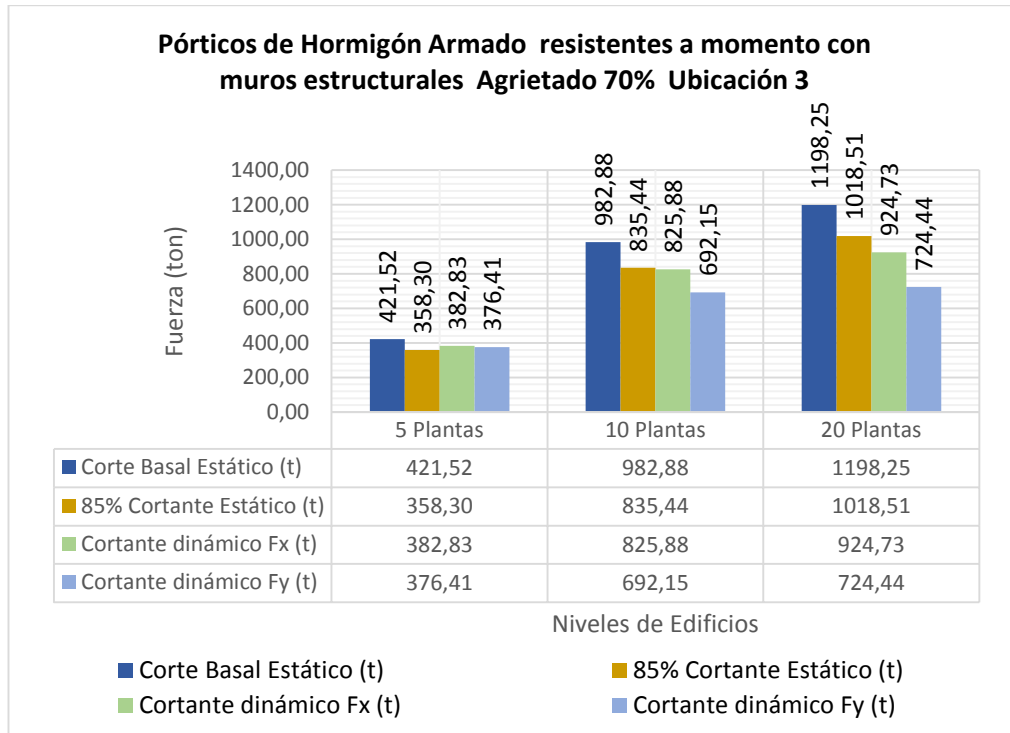
Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones se han reducido significativamente con la presencia de los muros, sin embargo se observa que el periodo dinámico  $T_y$  es el más alto para esta ubicación de muros ya que se contiene más rigidez a lo largo del eje x.

**Tabla 45 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z = 0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	2478.72	0.170	421.52	358.30	382.83	376.41
10 plantas	5779.68	0.170	982.88	835.44	825.88	692.15
20 plantas	13111.68	0.091	1198.25	1018.51	924.73	724.44

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 60 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos de hormigón armado resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

La gráfica nos muestra que el uso de los muros estructurales aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico sobre todo en Fx, ya que es donde existe mayor cantidad de muros, por ende el edificio de 5 plantas predomina el cortante dinámico Fx y Fy, sin embargo en el edificio de 10 y 20 plantas el cortante dinámico Fx y Fy aún es inferior al mínimo del cortante estático, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

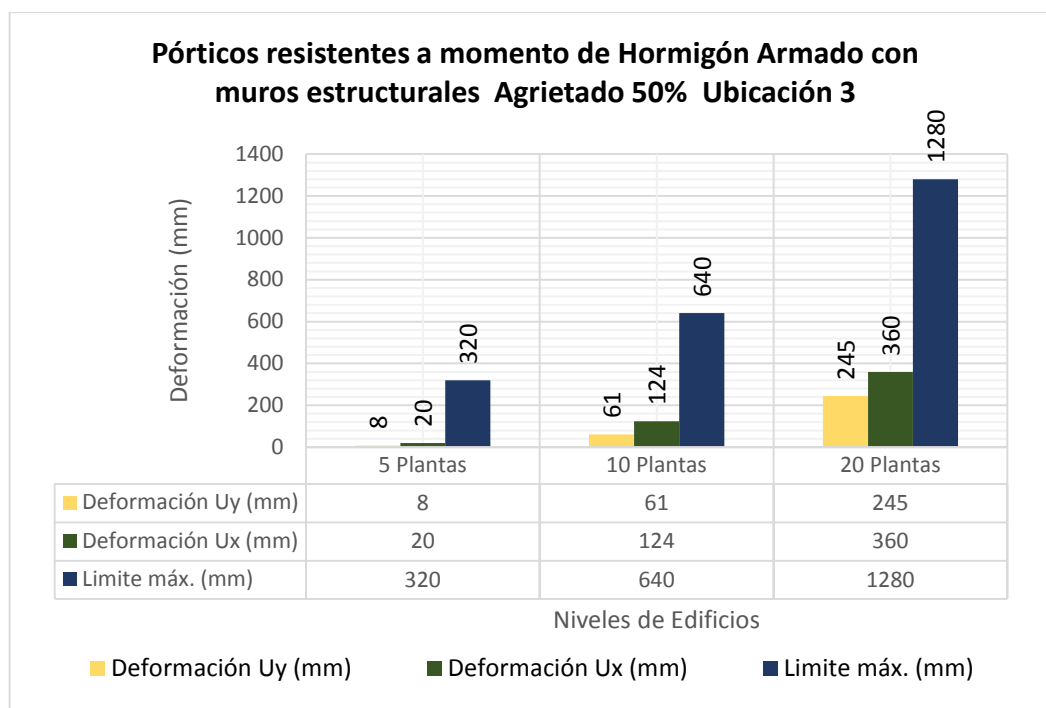
#### 4.2.3.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento con muros estructurales Agrietado 50%

**Tabla 46 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
5 plantas	382.83	376.41	8	20	320
10 plantas	835.44	835.44	61	124	640
20 plantas	1018.51	1018.51	245	360	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 61 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento con muros estructurales centrales para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones considerando los muros estructurales, donde se puede observar claramente una reducción importante en las deformaciones del edificio.

Los muros se han ubicado en el centro del edificio, conformando así un confinamiento desde el interior de la estructura, con lo cual se observa que se controla las deformaciones con mayor eficiencia a lo largo del eje x que sobre el eje y, sin embargo ambos ejes están por debajo del límite requerido por la NEC 2011.

De la misma manera se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70%, siendo el cortante dinámico  $F_x$  y  $F_y$  quien predomina en el edificio de 5 plantas, no así en el edificio de 10 y 20 plantas donde predomina el 85% cortante estático.

### **4.3 Pórticos resistentes a momento de Acero estructural**

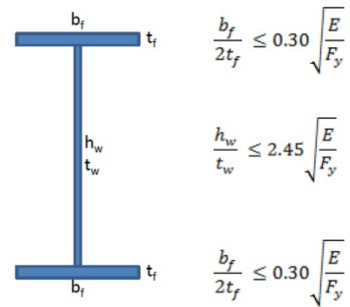
En las estructuras de acero se usa parámetros necesarios para el diseño sismo resistente, como es el acero ASTM A572 Gr50 con esfuerzo de fluencia  $f_y$  3515 kg/cm<sup>2</sup> [50ksi], correspondiente a resistencia a la tensión  $f_u$  4570 kg/cm<sup>2</sup> [65 ksi], cuyo módulo de elasticidad  $E = 2.04 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup> ó 29000 ksi.

Por requisitos de diseño sismo resistente para sistemas especiales e intermedios solo se pueden usar vigas tipo “W”, o fabricadas con dimensiones similares a las “W” (AISC 358-10, sección 2.3.2).



En sistemas especiales las secciones deben ser compactas “sísmicamente”, es decir deben cumplir lo establecido en la tabla d1.1 de la norma AISC 341-10.

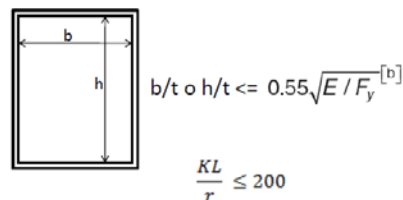
**Gráfico 62 Sistemas especiales compactas**



Fuente: norma AISC 341-10

Columnas huecas de acero deben cumplir con la compactidad en pórticos a momento “especiales” según AISC 341-10, sección E3-5

**Gráfico 63 Compactidad en pórticos a momento “especiales”**



Fuente: norma AISC 341-10

Una vez explicado los requisitos básicos sísmo resistentes según la AISC para un dimensionamientos correcto para estructuras de acero, se presenta a continuación las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y el deck metálico utilizados en los modelos de edificios de acero.

## Gráfico 64 Dimensiones para el edificio de acero estructural

### Viga Principal y secundaria

	Dimensiones (mm)		Dimensiones (mm)	
	b =	160.00	b =	100.00
	hw =	400.00	hw =	300.00
	tw =	4.00	tw =	4.00
	tf =	8.00	tf =	6.00

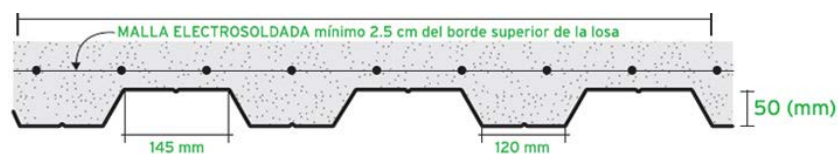
### Columna cajon

	Dimensiones (mm)	
	b =	300.00
	h =	300.00
	t =	8.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Para el deck metálico, se usa como referencia las especificaciones técnicas de kubiec, donde proporciona las dimensiones comerciales y las características técnicas como se presenta en la siguiente gráfica.

### Gráfico 65 Especificaciones técnicas del deck metálico

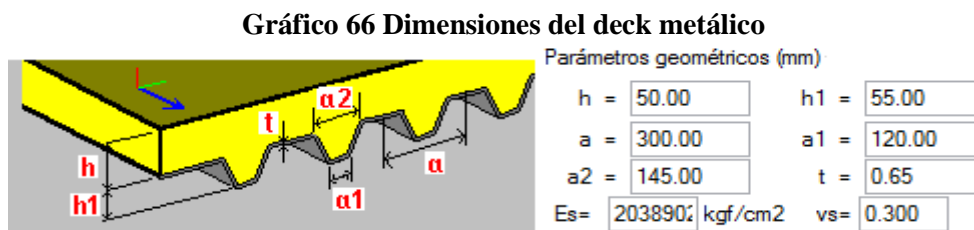


CARGA VIVA SOBREIMPUESTA (Kg/m²)											
ESPEJOR KUBILOSA (mm)	*ESPEJOR LOSA (cm)	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
		1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
0.65	5	1940	1487	1164	924	742	600	488	397	323	261
	6	2252	1734	1364	1089	881	719	590	486	401	331
	7	2252	1981	1564	1255	1020	837	692	575	479	400
	8	2252	2228	1764	1420	1159	955	794	664	557	469
	10	2252	2252	2164	1751	1437	1192	998	842	714	608
	12	2252	2252	2252	2081	1714	1428	1202	1020	870	746

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m²)	Is (+) (cm²/m)	Is (-) (cm²/m)	Ss (+) (cm²/m)	Ss (-) (cm²/m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54

Fuente: Especificaciones del deck metálico Kubiec

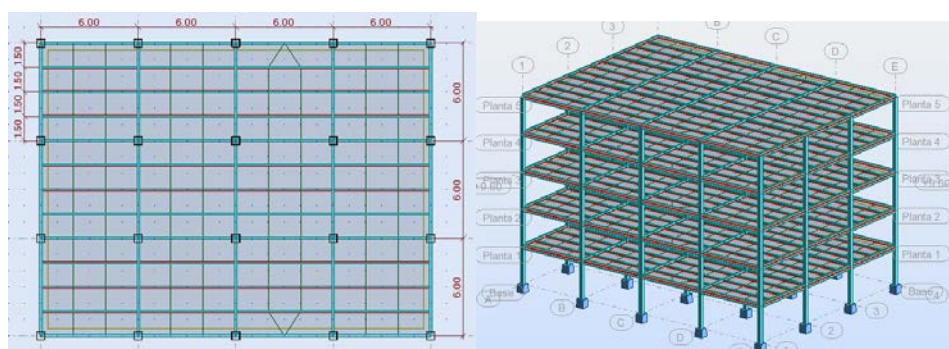
Con estas consideraciones se procede a ingresar las dimensiones, con las cuales se trabaja en los modelos de los edificios de acero



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los modelos de edificios de acero estructural sin riostras rigidizadoras, realizados en el software Autodesk Robot Structural analysis profesional considerando los parámetros indicados para diferentes niveles como se detalla en las tablas.

**Gráfico 67 Vista en planta y 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 47 Dimensionamiento: Edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento**

PLANTAS	Columnas (mm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	300x300x8	459.31	540.00	432.00
10 plantas	340X340X10	937.99	1080.00	864.00
20 plantas	380X380X12	1920.82	2160.00	1728.00

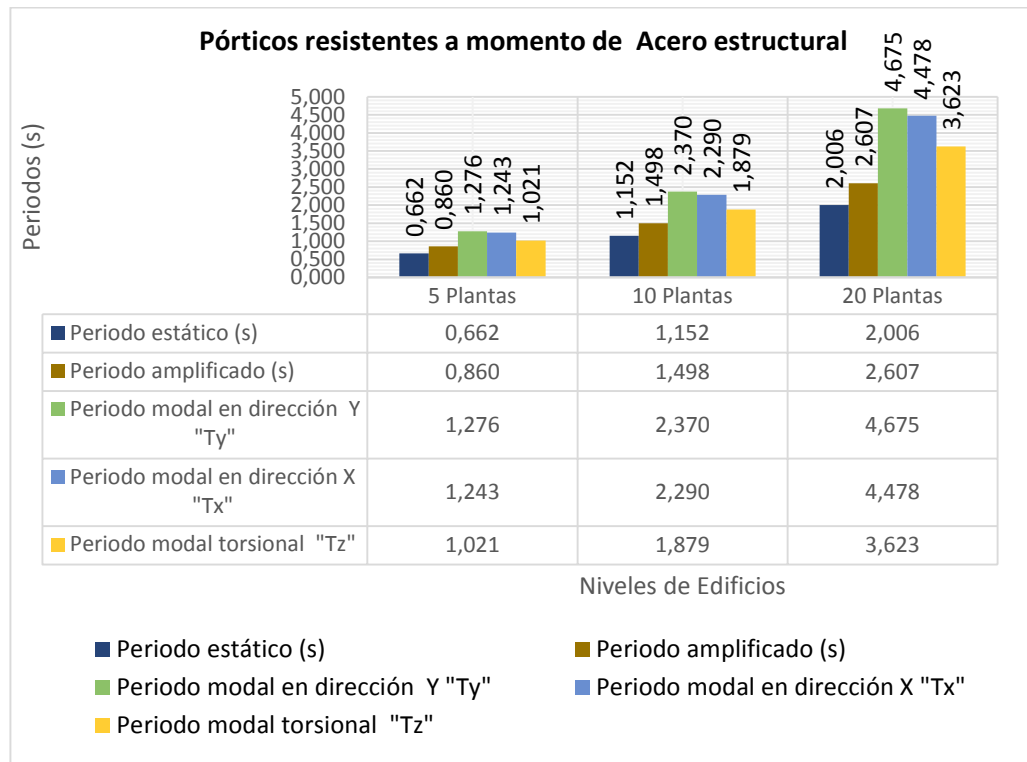
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 48 Periodos de vibración para edificios con pórticos de acero estructural resistentes a momento**

Periodos	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
PLANTAS					
5 plantas	0.662	0.860	1.276	1.243	1.021
10 plantas	1.152	1.498	2.370	2.290	1.879
20 plantas	2.006	2.607	4.675	4.478	3.623

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 68 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos

espaciales de acero estructural sin diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.80$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

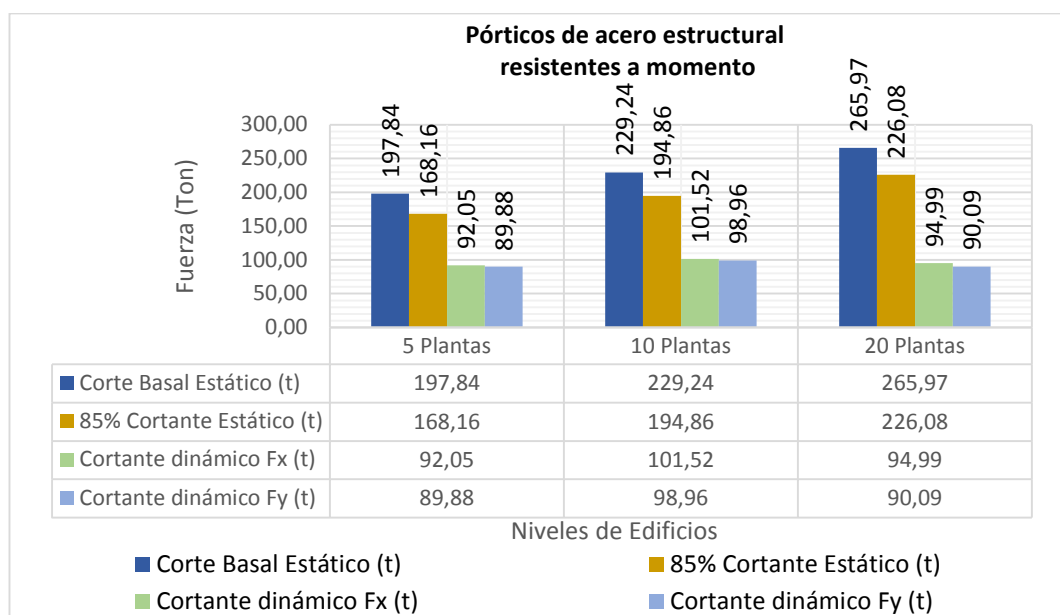
En este caso se usará el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 49 Cortante estático y dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z = 0.4g$**

Corte Basal			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	1107.31	0.179	197.84	168.16	92.05	89.88
10 plantas	2233.99	0.103	229.24	194.86	101.52	98.96
20 plantas	4512.82	0.059	265.97	226.08	94.99	90.09

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 69 Cortante estático y dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z = 0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Al tratarse de una estructura de acero, el cortante estático y dinámico disminuyen, puesto que los edificios son más livianos a comparación de los edificios de hormigón armado, al observar el diagrama el cortante obtenido por el análisis dinámico es muy inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

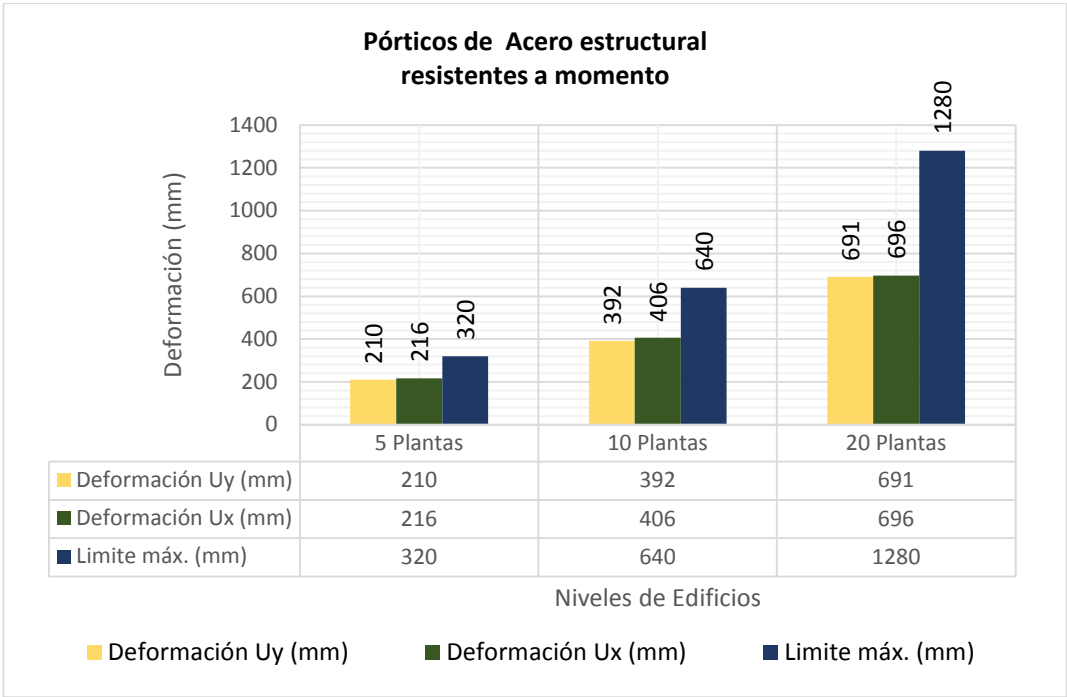
Es lógico pensar que corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio, ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

**Tabla 50 Deformaciones para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Deformación	Cortante Corregido		Deformación		
	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
PLANTAS					
5 plantas	168.16	168.16	210	216	320
10 plantas	194.86	194.86	392	406	640
20 plantas	226.08	226.08	691	696	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 70 Deformaciones para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar las deformaciones han aumentado considerablemente, con respecto a las estructuras de hormigón armados, sin embargo Uy es la mayor deformación en todos los niveles de edificios.

También se hizo el correspondiente ajuste del corte basal obtenido por el análisis dinámico con el cortante estático según la NEC 2011.

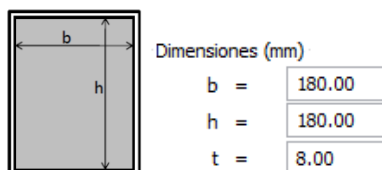
#### 4.4 Pórticos de acero estructural resistentes a momento con arriostramiento

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se tiene las mismas consideraciones anteriormente explicadas, adicionalmente las riostras deben cumplir con los requisitos en riostras concéntricas en sistemas “especiales” AISC 341, sección

F2 donde cumplir:  $\frac{KL}{r} \leq 200$

En los sistemas “especiales” tanto las columnas como las riostras deben cumplir la compacidad para elementos altamente dúctiles según sección D1.1

**Gráfico 71 Dimensiones riostra rigidizadora**

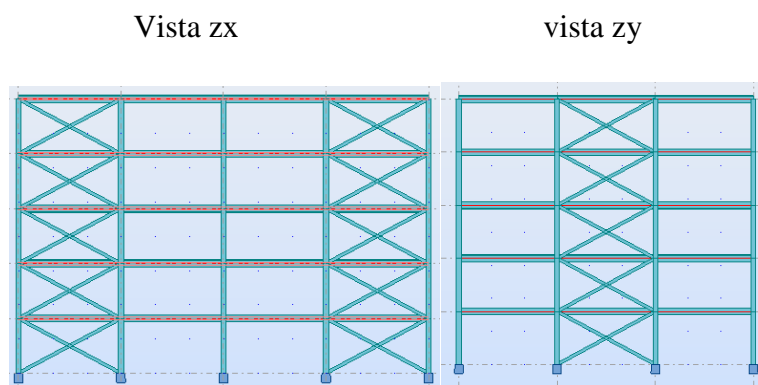


VIGAS PRINCIPALES	400X160X4X8
VIGAS SECUNDARIAS	300X100X4X6
COLUMNAS CAJÓN	VARIABLE
RIOSTRA CAJÓN	VARIABLE



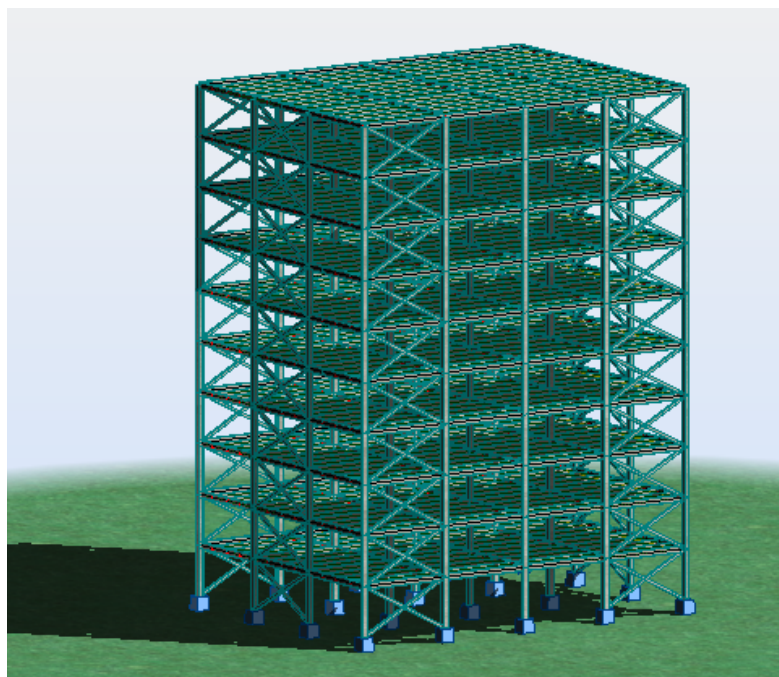
#### 4.4.1 Pórticos de acero estructural resistentes a momento con arriostramiento 1

**Gráfico 72 Vista en Elevación: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 73 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 51 Dimensionamiento: Edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 1**

VIGAS PRINCIPALES	400X160X4X8
VIGAS SECUNDARIAS	300X100X4X6
COLUMNAS CAJÓN	VARIABLE
RIOSTRA CAJÓN	VARIABLE

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

PLANTAS	Columnas (mm)	Riostras (mm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	300x300x8	180x180x8	476.93	540.00	432.00
10 plantas	340X340X10	200X200X10	973.24	1080.00	864.00
20 plantas	380X380X12	240X240X12	1991.33	2160.00	1728.00

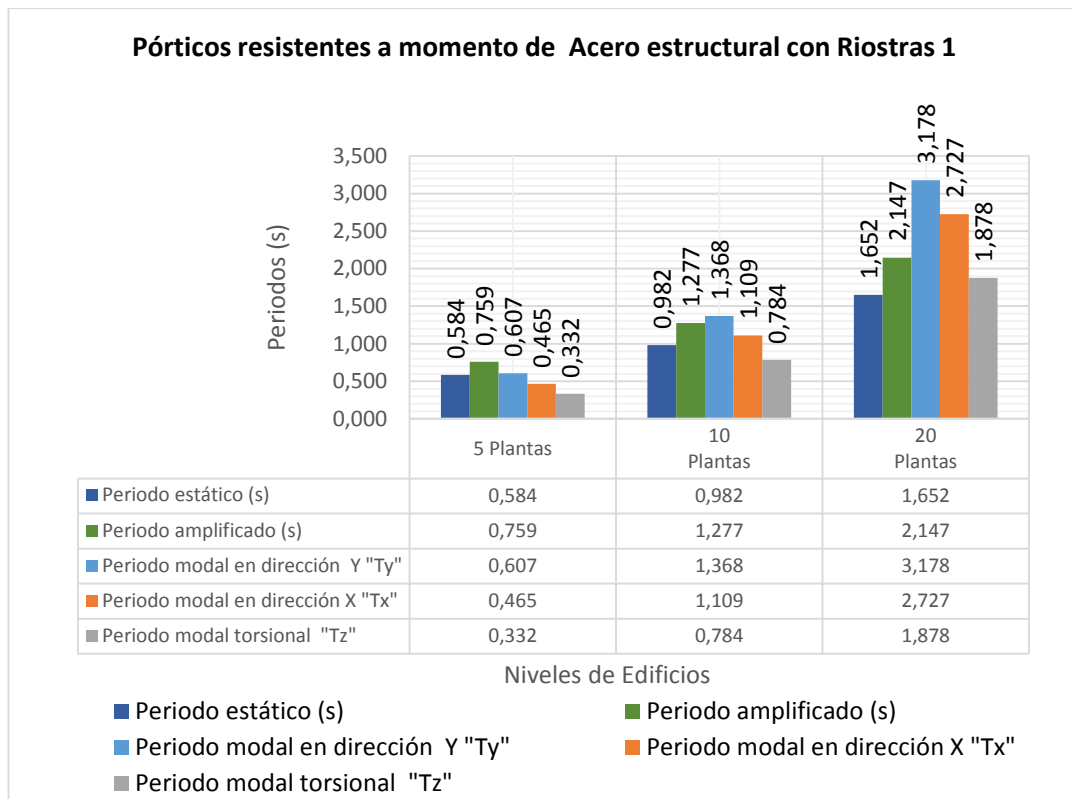
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 52 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor Z= 0.4g**

Periodo	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
5 plantas	0.584	0.759	0.607	0.465	0.332
10 plantas	0.982	1.277	1.368	1.109	0.784
20 plantas	1.652	2.147	3.178	2.727	1.878

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 74 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de acero estructural con diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, se han reducido significativamente con la presencia de las riostras en todos los edificios planteados, pero el periodo dinámico es aún mayor que al periodo estático, sin embargo en el edificio de 5 plantas el periodo dinámico no sobrepasa al

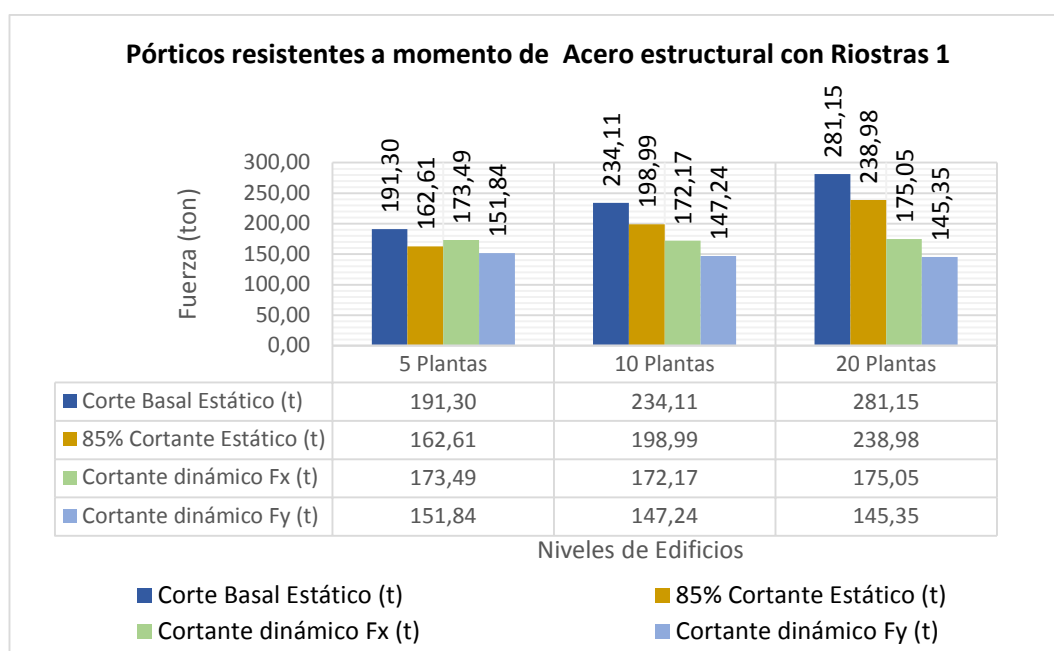
periodo amplificado, en cuanto a los edificios 10 plantas y 20 plantas sucede lo contrario por lo cual se procederá a trabajar con el periodo amplificado estático.

**Tabla 53 Cortante estático y dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Corte Basal			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	1124.93	0.170	191.30	162.61	173.49	151.84
10 plantas	2269.24	0.103	234.11	198.99	172.17	147.24
20 plantas	4583.33	0.061	281.15	238.98	175.05	145.35

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 75 Cortante estático y dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

La gráfica muestra que el uso de las riostras rigidizadoras aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico sobre todo en Fx, como se puede apreciar

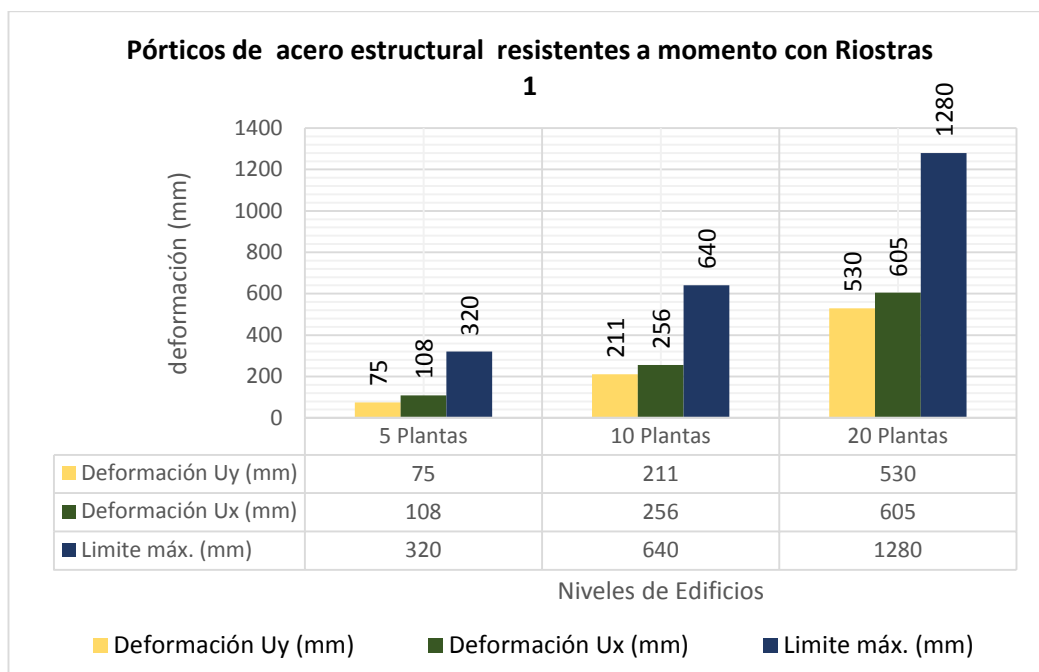
en el edificio de 5 plantas, donde predomina el cortante dinámico  $F_x$ , sin embargo en el edificio de 10 y 20 plantas el cortante dinámico  $F_x$  y  $F_y$  aún es inferior al mínimo del cortante estático, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

**Tabla 54 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Deformación	Cortante Corregido		Deformación		
	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
PLANTAS					
5 plantas	173.49	162.61	75	108	320
10 plantas	198.99	198.99	211	256	640
20 plantas	238.98	238.98	530	605	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

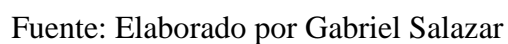
**Gráfico 76 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 1 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



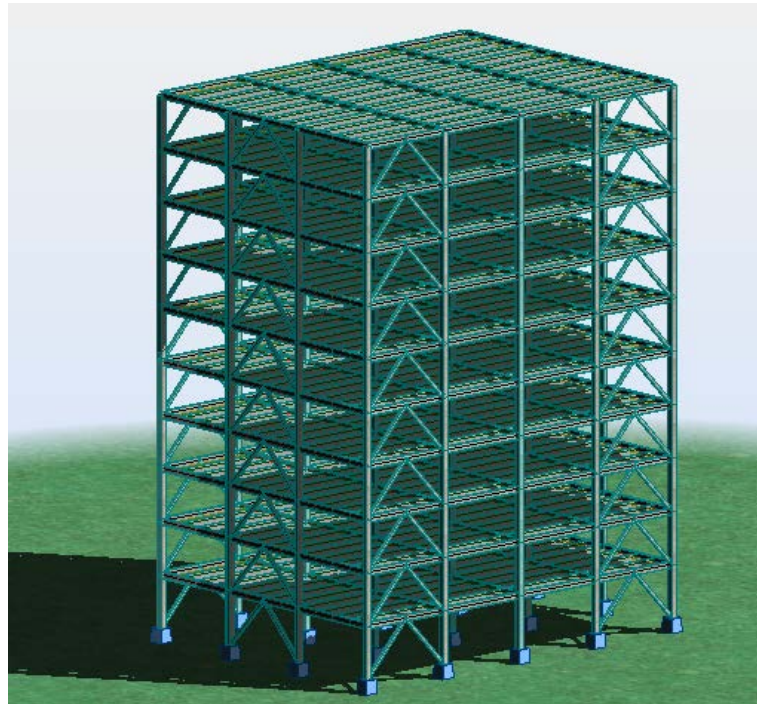
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

También se realiza el correspondiente ajuste del corte basal obtenido por el análisis dinámico con el cortante estático según la NEC 2011, siendo el cortante dinámico  $F_x$  quien predomina en el edificio de 5 plantas, no así en el edificio de 10 y 20 plantas donde predomina el 85% cortante estático.

**Gráfico 77 Vista en Elevación: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 2**



**Gráfico 78 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 2**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 55 Dimensionamiento: Edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con riostras en 2**

VIGAS PRINCIPALES	400X160X4X8
VIGAS SECUNDARIAS	300X100X4X6
COLUMNAS CAJÓN	VARIABLE
RIOSTRA CAJÓN	VARIABLE

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

PLANTAS	Columnas (mm)	Riostras (mm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	300x300x8	180x180x8	470.68	540.00	432.00
10 plantas	340X340X10	200X200X10	960.73	1080.00	864.00
20 plantas	380X380X12	240X240X12	1966.30	2160.00	1728.00

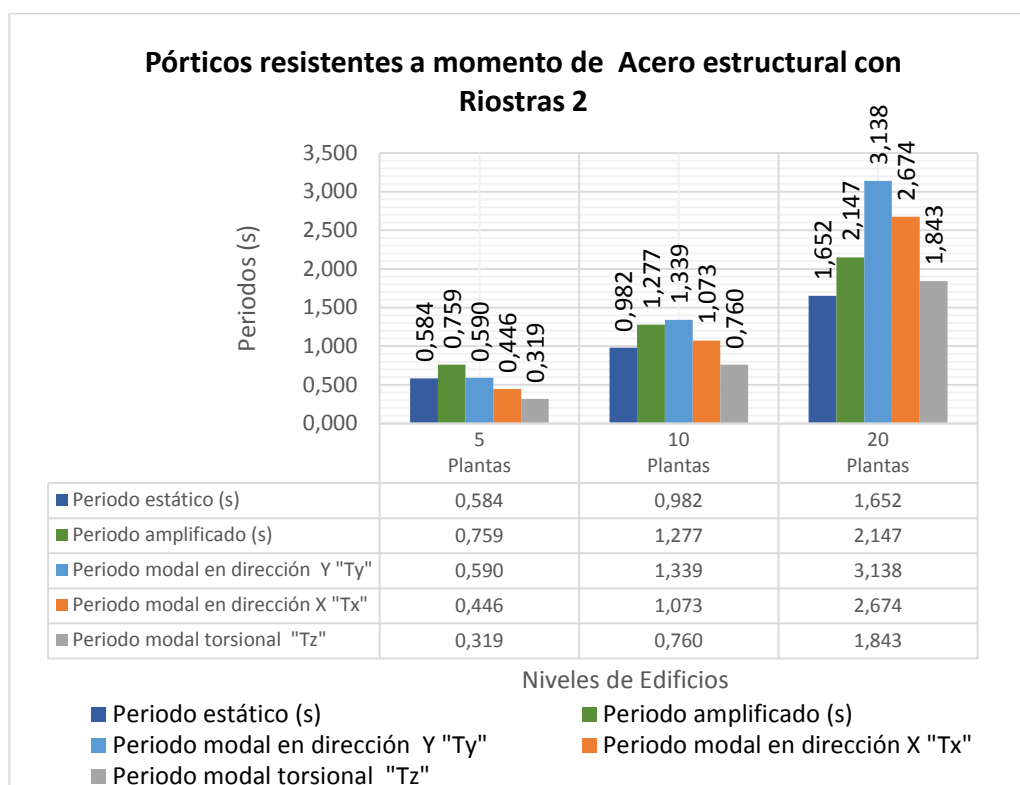
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 56 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Periodo	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
5 plantas	0.584	0.759	0.590	0.446	0.319
10 plantas	0.982	1.277	1.339	1.073	0.760
20 plantas	1.652	2.147	3.138	2.674	1.843

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 79 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



Como se puede observar los periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de acero estructural con diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

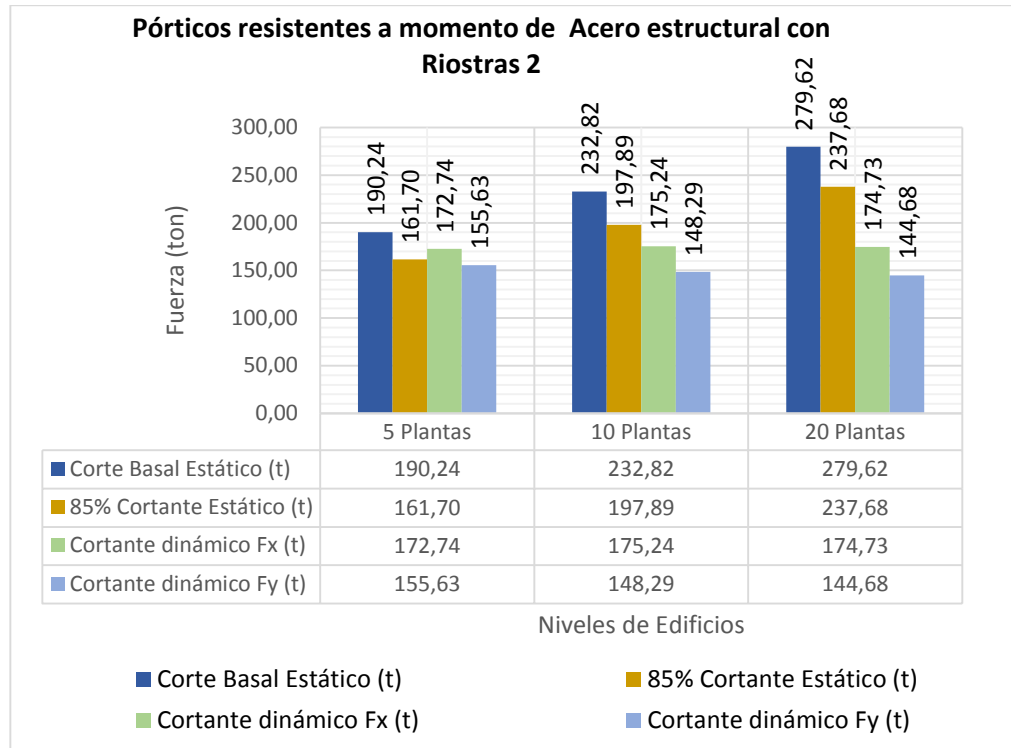
Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, se han reducido significativamente con la presencia de las riostras en todos los edificios planteados, pero el periodo dinámico es aún mayor que al periodo estático, sin embargo en el edificio de 5 plantas el periodo dinámico no sobrepasa al periodo amplificado, en cuanto a los edificios 10 plantas y 20 plantas sucede lo contrario, por lo cual se trabaja con el periodo estático amplificado al 30%.

**Tabla 57 Corte Estático y Dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2**

Corte Basal			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	1118.68	0.170	190.24	161.70	172.74	155.63
10 plantas	2256.73	0.103	232.82	197.89	175.24	148.29
20 plantas	4558.3	0.061	279.62	237.68	174.73	144.68

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 80 Corte Estático y Dinámico en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

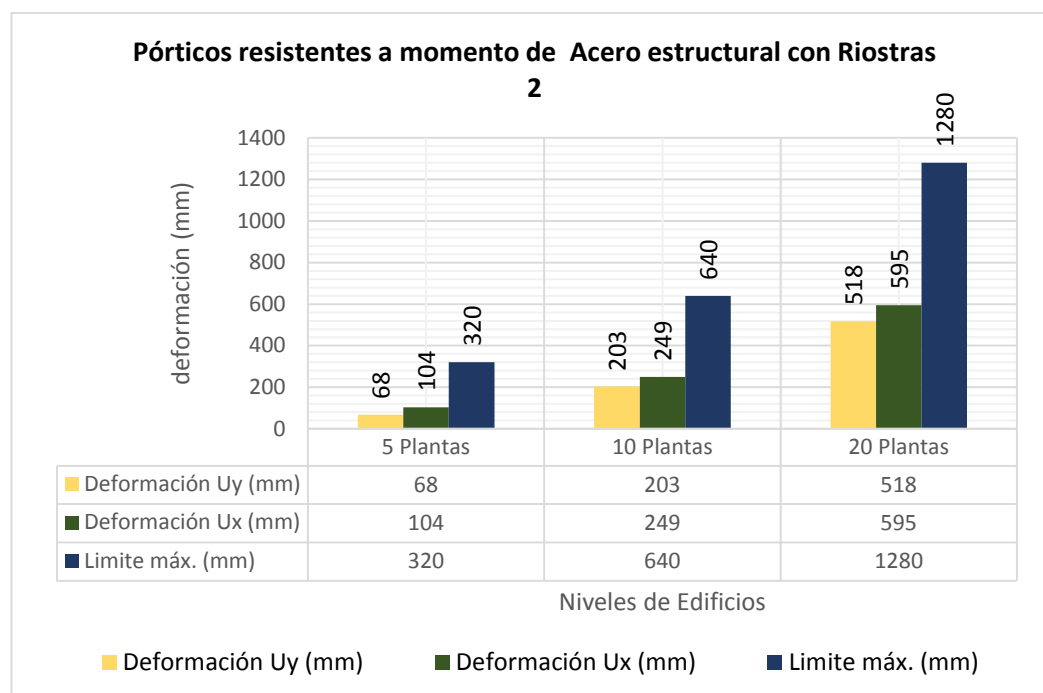
La grafica muestra que el uso de las riostras rigidizadoras aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico sobre todo en Fx, como se observa en el edificio de 5 plantas predomina el cortante dinámico Fx, sin embargo en el edificio de 10 y 20 plantas el cortante dinámico Fx y Fy aún es inferior al mínimo del cortante estático, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

**Tabla 58 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2**

Deformación	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
5 plantas	172.74	161.70	68	104	320
10 plantas	197.89	197.89	203	249	640
20 plantas	237.68	237.68	518	595	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 81 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 2 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



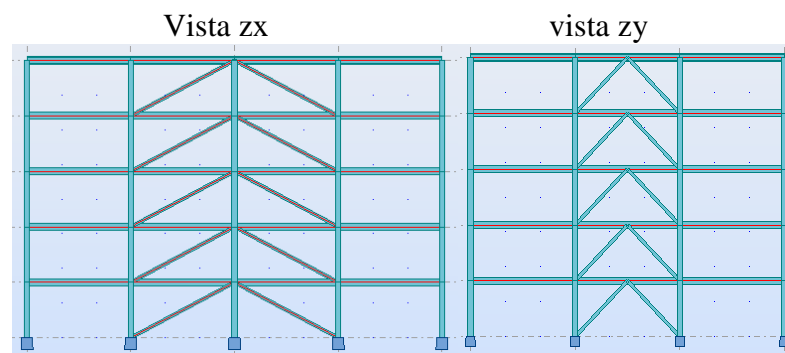
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Las riostras se han ubicado en forma de “V invertida”, distribuida de una manera simétrica en la estructura, evitando así problemas de torsión, con lo cual se puede observar que las deformaciones se controla con mayor eficiencia a lo largo del eje x, sin embargo el eje y está por debajo del límite requerido por la NEC 2011.

También se hace el correspondiente ajuste del corte basal obtenido por el análisis dinámico con el cortante estático según la NEC 2011, siendo el cortante dinámico  $F_x$  quien predomina en el edificio de 5 plantas, no así en el edificio de 10 y 20 plantas donde predomina el 85% cortante estático.

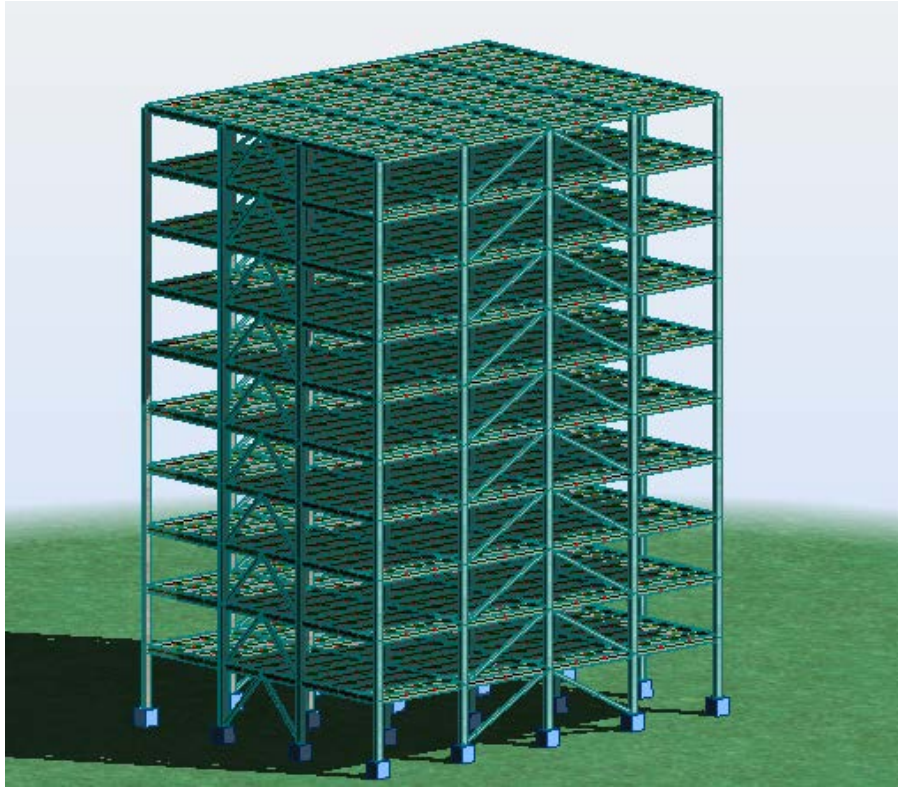
#### 4.4.3 Pórticos resistentes a momento de Acero estructural con arriostramiento 3

**Gráfico 82 Vista en Planta: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 83 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 59 Dimensionamiento: Edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructural con riostras 3**

VIGAS PRINCIPALES	400X160X4X8
VIGAS SECUNDARIAS	300X100X4X6
COLUMNAS CAJÓN	VARIABLE
RIOSTRA CAJÓN	VARIABLE

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

PLANTAS	Columnas (mm)	Riostras (mm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
5 plantas	300x300x8	180x180x8	468.97	540.00	432.00
10 plantas	340X340X10	200X200X10	957.32	1080.00	864.00
20 plantas	380X380X12	240X240X12	1959.48	2160.00	1728.00

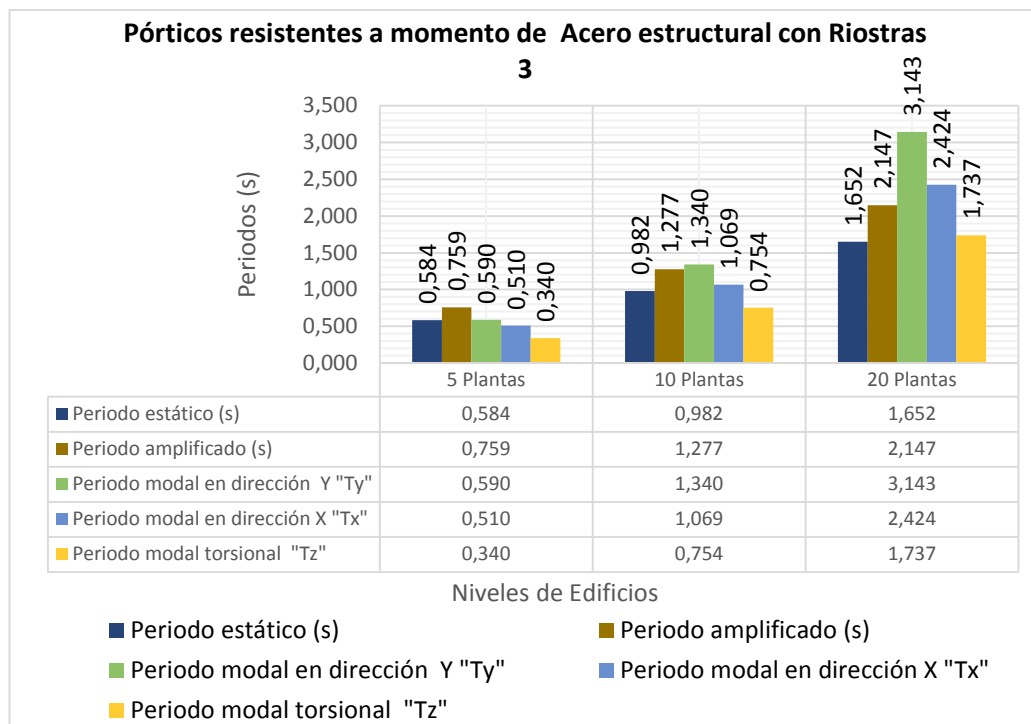
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 60 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3**

Periodo	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
PLANTAS					
5 plantas	0.584	0.759	0.590	0.510	0.340
10 plantas	0.982	1.277	1.340	1.069	0.754
20 plantas	1.652	2.147	3.143	2.424	1.737

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 84 Periodos de vibración para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo aumenta a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos

espaciales de acero estructural con diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

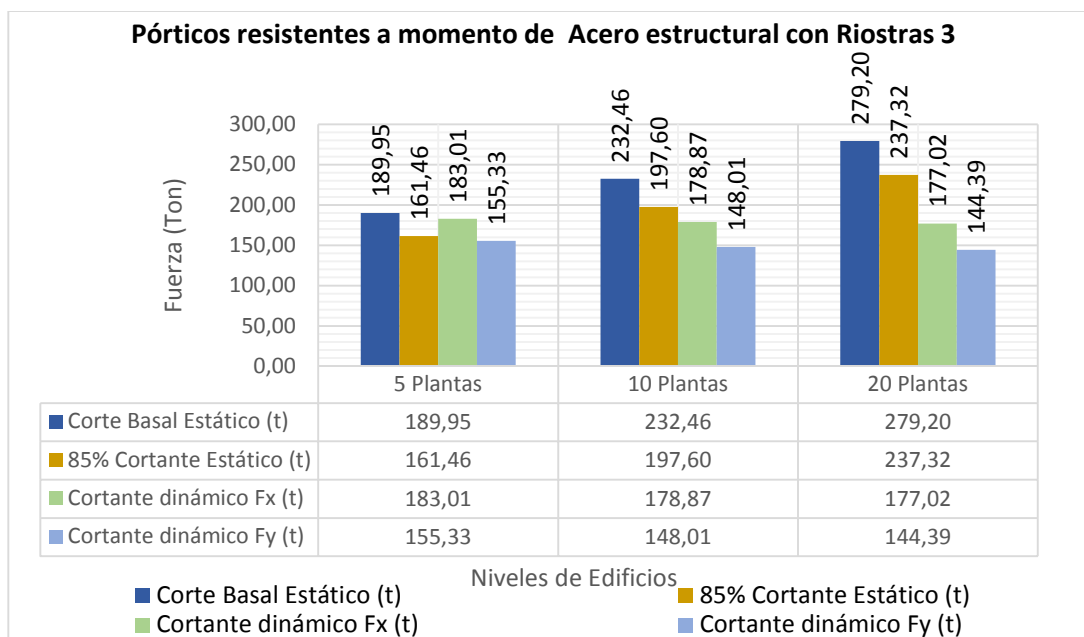
Se observa que los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, se han reducido significativamente con la presencia de las riostras en todos los edificios planteados, pero el periodo dinámico es aún mayor que al periodo estático, sin embargo en el edificio de 5 plantas el periodo dinámico no sobrepasa al periodo amplificado, en cuanto a los edificios 10 plantas y 20 plantas sucede lo contrario por lo cual se procederá a trabajar con el periodo amplificado estático.

**Tabla 61 Corte estático y dinámico para edificios con pórticos resistentes a momento de acero estructurales con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Corte Basal			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	$C_s$	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
5 plantas	1116.97	0.170	189.95	161.46	183.01	155.33
10 plantas	2253.32	0.103	232.46	197.60	178.87	148.01
20 plantas	4551.48	0.061	279.20	237.32	177.02	144.39

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 85 Corte Estático y Dinámico para edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

La gráfica muestra que el uso de las riostras rigidizadoras aumenta significativamente el cortante obtenido por el análisis dinámico sobre todo en Fx, como se observa en el edificio de 5 plantas predomina el cortante dinámico Fx, sin embargo en el edificio de 10 y 20 plantas el cortante dinámico Fx y Fy aún es inferior al mínimo del cortante estático, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

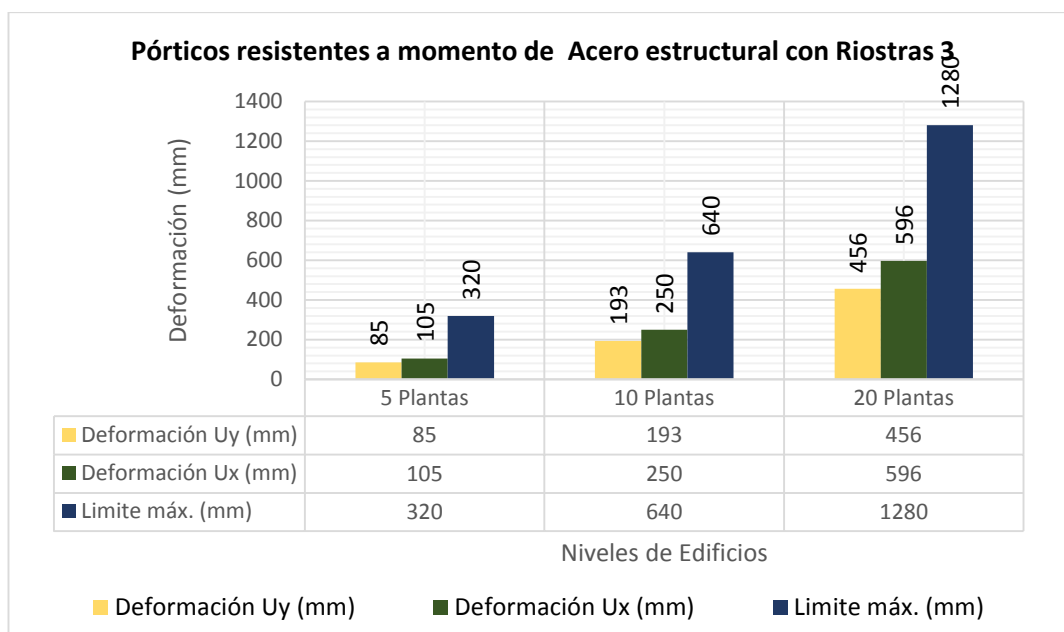
**Tabla 62 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**

Deformación	Cortante Corregido		Deformación		
	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
PLANTAS					
5 plantas	183.01	161.46	85	105	320
10 plantas	197.60	197.60	193	250	640
20 plantas	237.32	237.32	456	596	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



**Gráfico 86 Deformaciones en edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento con diagonales rigidizadoras 3 para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Las riostras se han ubicado en forma de “V invertida juntando dos paneles”, distribuida de una manera simétrica en la estructura evitando así problemas de torsión, con lo cual se observa que las deformaciones se controla con mayor eficiencia a lo largo del eje x, sin embargo el eje y está por debajo del límite requerido por la NEC 2011.

También se ajuste del corte basal obtenido por el análisis dinámico con el cortante estático según la NEC 2011, siendo el cortante dinámico  $F_x$  quien predomina en el edificio de 5 plantas, no así en el edificio de 10 y 20 plantas tanto en  $F_x$  como en  $F_y$  predomina el 85% cortante estático.

## 4.5 Pórticos resistentes a momento con diferente módulo de elasticidad

En las estructuras se han usado parámetros necesarios para el diseño sismo resistente en cuanto a la resistencia del hormigón armado correspondiente a 280 kg/cm<sup>2</sup>, con el cual se determina el módulo de Elasticidad del concreto  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en Kg/cm<sup>2</sup> se muestran a continuación:  $E=15100\sqrt{f'c}$  [kg/cm<sup>2</sup>], sin embargo se ha considera pertinente analizar los resultados dinámicos que se obtiene al variar el modulo elástico con lo cual se plantea lo siguiente:

$$E=18120\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=15600\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=15100\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=14000\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=13000\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=12080\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E=10400\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El módulo de corte,  $G_c$  se calcula mediante la siguiente relación y es determinada de la siguiente manera:

$$G=E/2(v+1) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia del Hormigón $f'c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
Peso especifico	2400	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad $E$	Variable	kg/cm <sup>2</sup>
módulo de Poisson	0.2	
Módulo Corte $G$	Variable	kg/cm <sup>2</sup>

El dimensionamiento de las estructuras se realiza con su debido pre dimensionamiento respetando los requisitos explicados en ACI 318-08, 21.5.1, para vigas donde se requiere que la base no debe ser menor a 25 cm ni menor de 0.30h y ACI 318-11, 21.6.1 para columnas donde se requiere que la base no debe ser menor a 30 cm y la relación b/h debe ser mayor a 0.4. Es importante respetar el concepto de columna fuerte- viga débil indicado en ACI 318-08, 21.6.2.2 donde señala que la sumatoria de momentos nominales en columnas debe ser como mínimo 1.2 veces la sumatoria de momentos nominales en vigas.

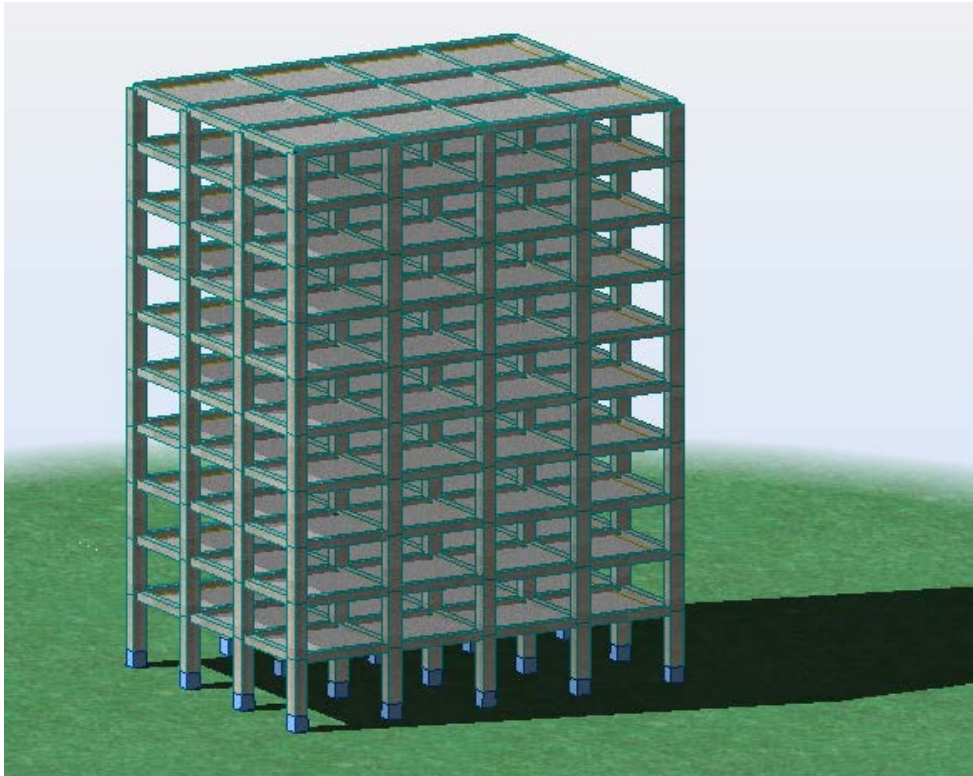
#### 4.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=18120 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

Parámetros: Sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado

$E=18120 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]		
Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 87 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=18120\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 63 Dimensionamiento: Sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=18120\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.5.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

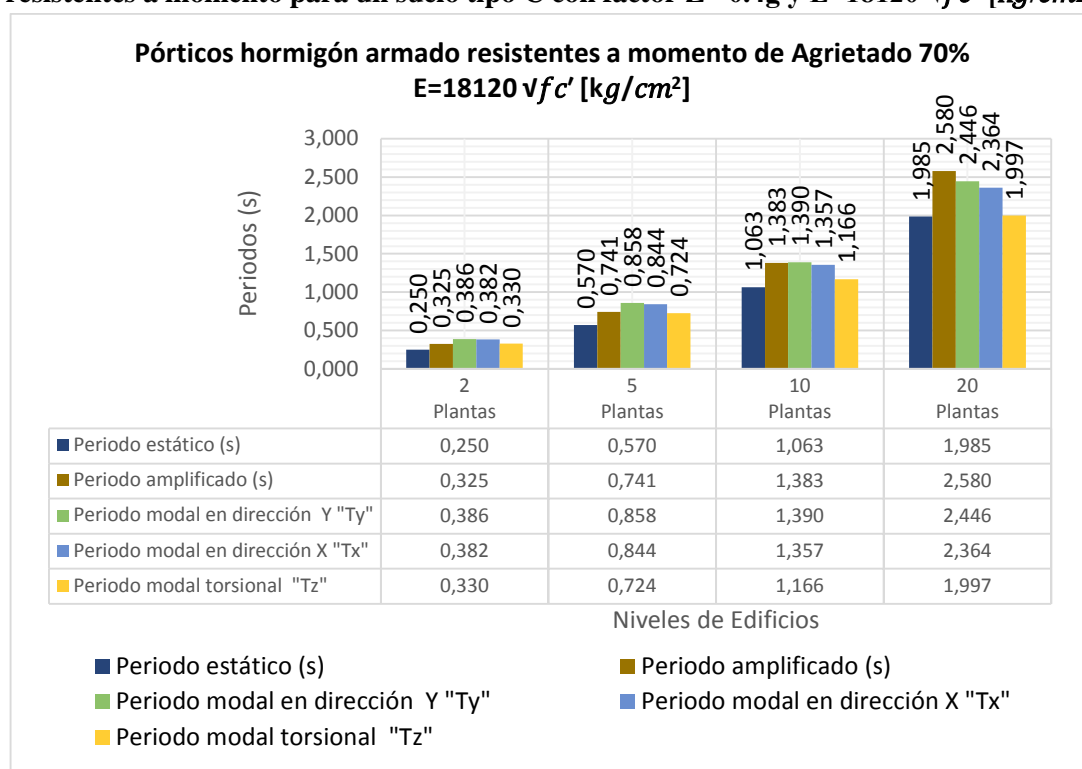
70%  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

**Tabla 64 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.386	0.382	0.330
5 plantas	0.570	0.741	0.858	0.844	0.724
10 plantas	1.063	1.383	1.390	1.357	1.166
20 plantas	1.985	2.580	2.446	2.364	1.997

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 88 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo aumenta a medida que el edificio incrementa de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

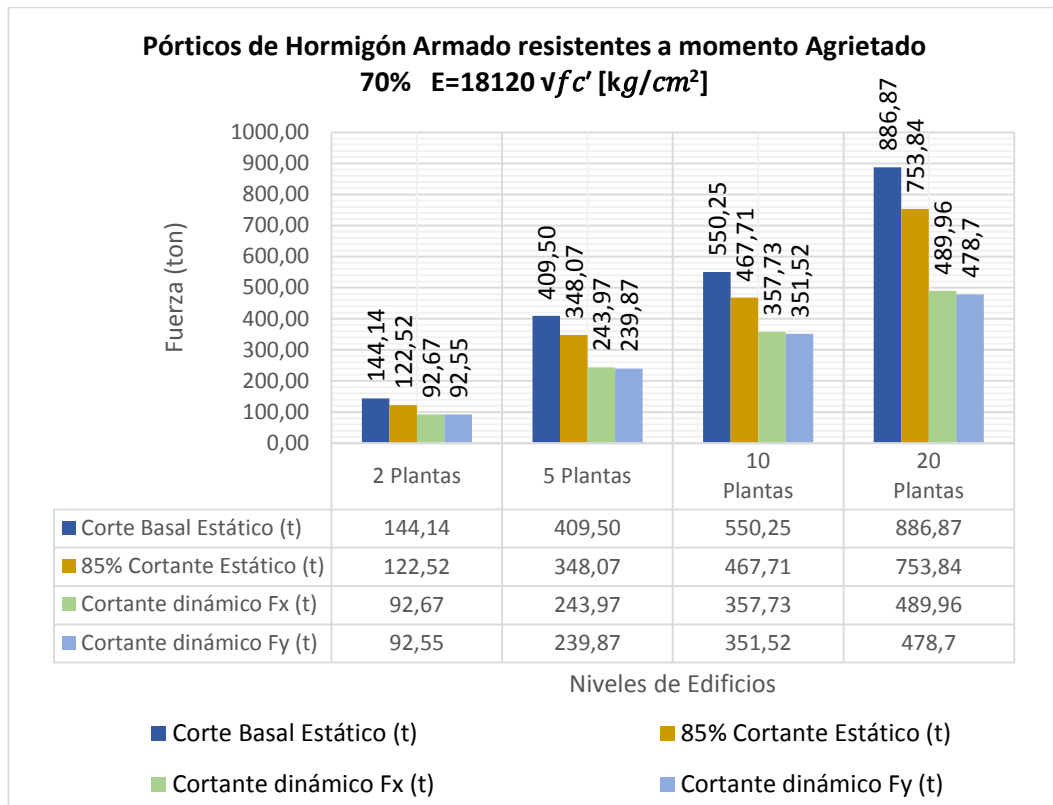
Al tener un mayor módulo de elasticidad, la estructura se hace más rígida con lo cual el periodo disminuye, en este caso se trabaja con el periodo amplificado al 30% ya que el periodo dinámico aun es mayor en los edificios de 5 plantas y 10 plantas, sin embargo, la diferencia es mínima, es más a medida que el edificio se hace más alto el periodo dinámico se acerca al periodo máximo estático como en el caso del edificio de 20 plantas, donde el periodo dinámico ya es menor que el periodo amplificado.

**Tabla 65 Corte Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	243.97	239.87
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	357.73	351.52
20 plantas	11452.8	0.077	886.87	753.84	489.96	478.7

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 89 Corte Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

A pesar que se aumenta la rigidez de la estructura no sufre cambios significativos en el corte determinado por el análisis dinámico, ya que continua siendo inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio, ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.5.1.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento Agrietado

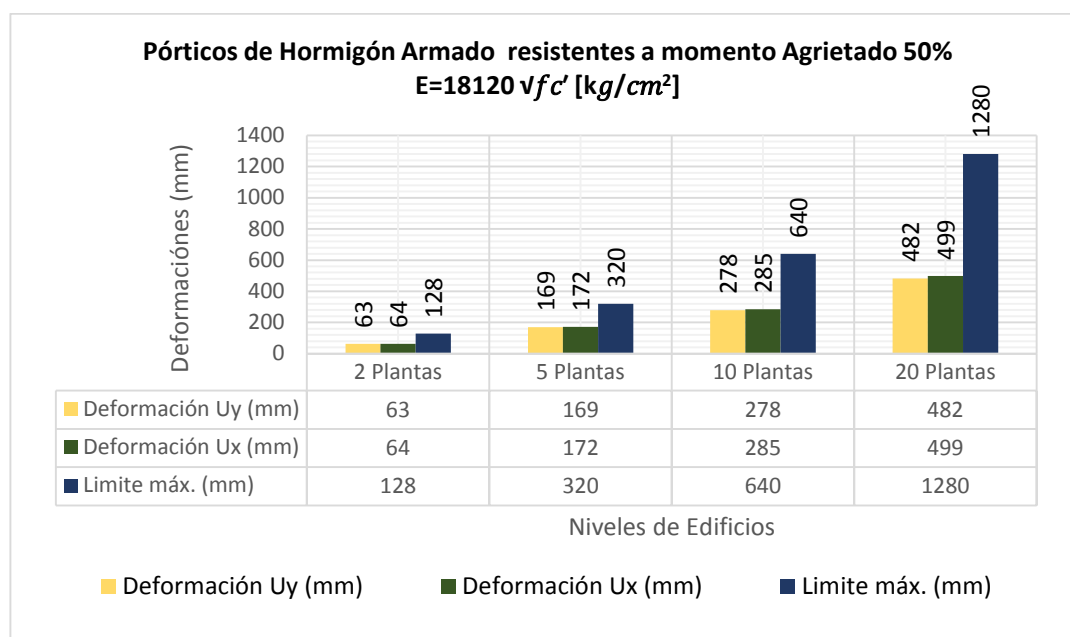
50%  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

**Tabla 66 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x \text{ (t)}$	Cortante dinámico $F_y \text{ (t)}$	Deformación $U_y \text{ (mm)}$	Deformación $U_x \text{ (mm)}$	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	63	64	128
5 plantas	348.07	348.07	169	172	320
10 plantas	467.71	467.71	278	285	640
20 plantas	753.84	753.84	482	499	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 90 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=18120 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determina las deformaciones de los edificios siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de



ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

El aumento en el módulo elástico se refleja claramente la disminución de las deformaciones, de la misma manera  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que incrementa las plantas del edificio y respetando los límites máximos requeridos por la NEC-2011

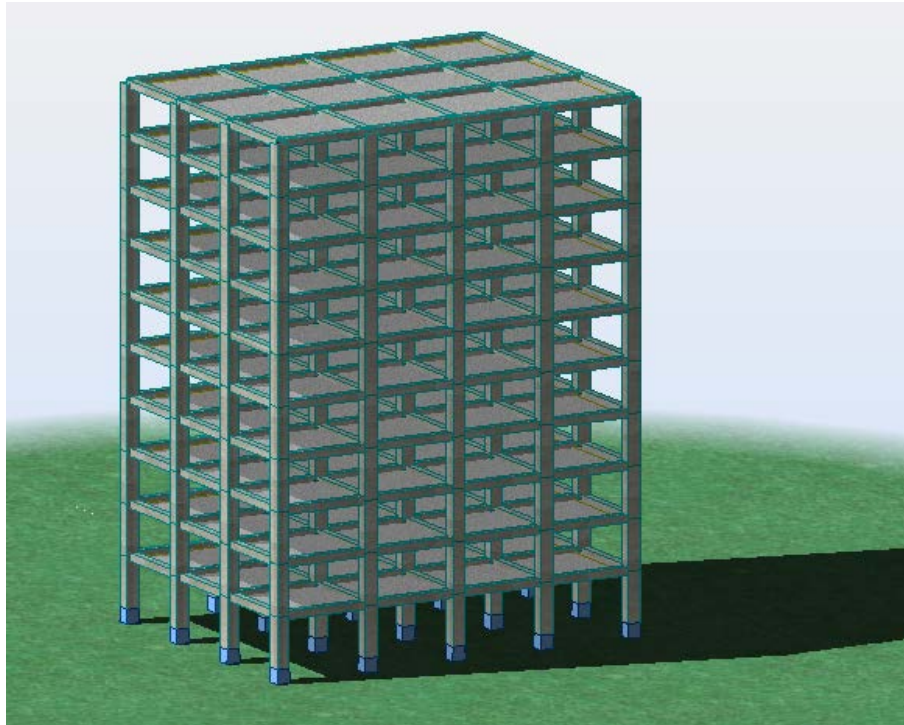
#### 4.5.2 Pórticos de Hormigón Armado resistentes a momento $E=15600\sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

**Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 **$E=15600\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 91 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=15600\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 67 Dimensionamiento: Sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=15600\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.8	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.5.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

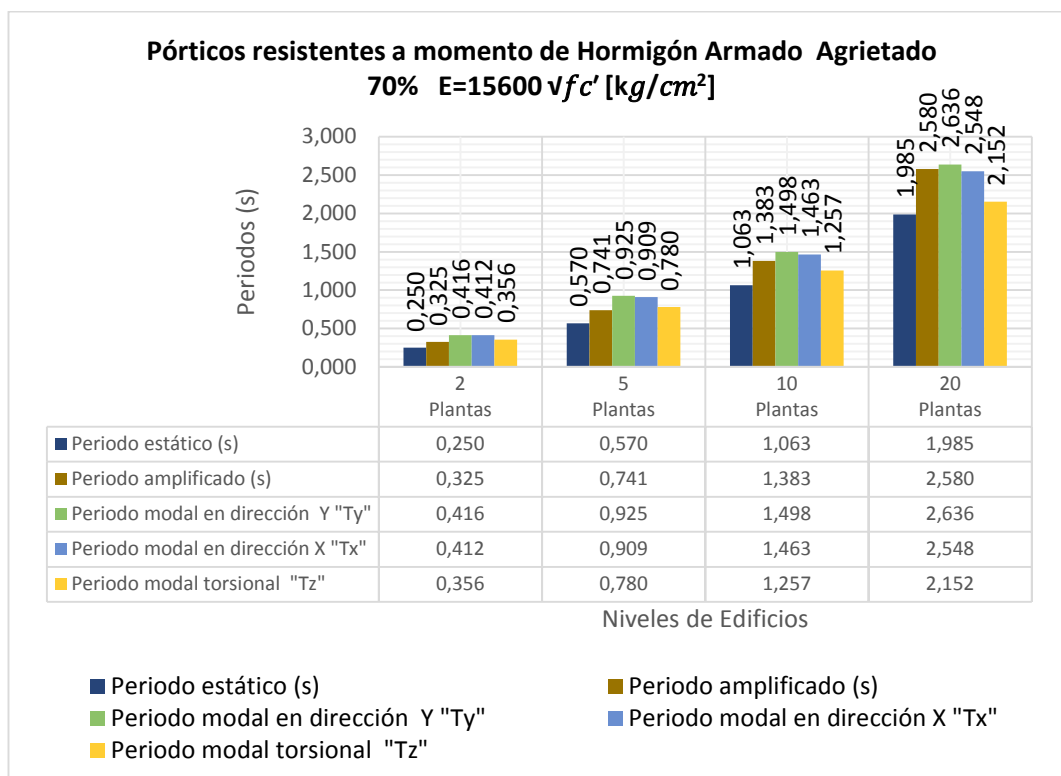
$$70\% \quad E=15600\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 68 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.416	0.412	0.356
5 plantas	0.570	0.741	0.925	0.909	0.780
10 plantas	1.063	1.383	1.498	1.463	1.257
20 plantas	1.985	2.580	2.636	2.548	2.152

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 92 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

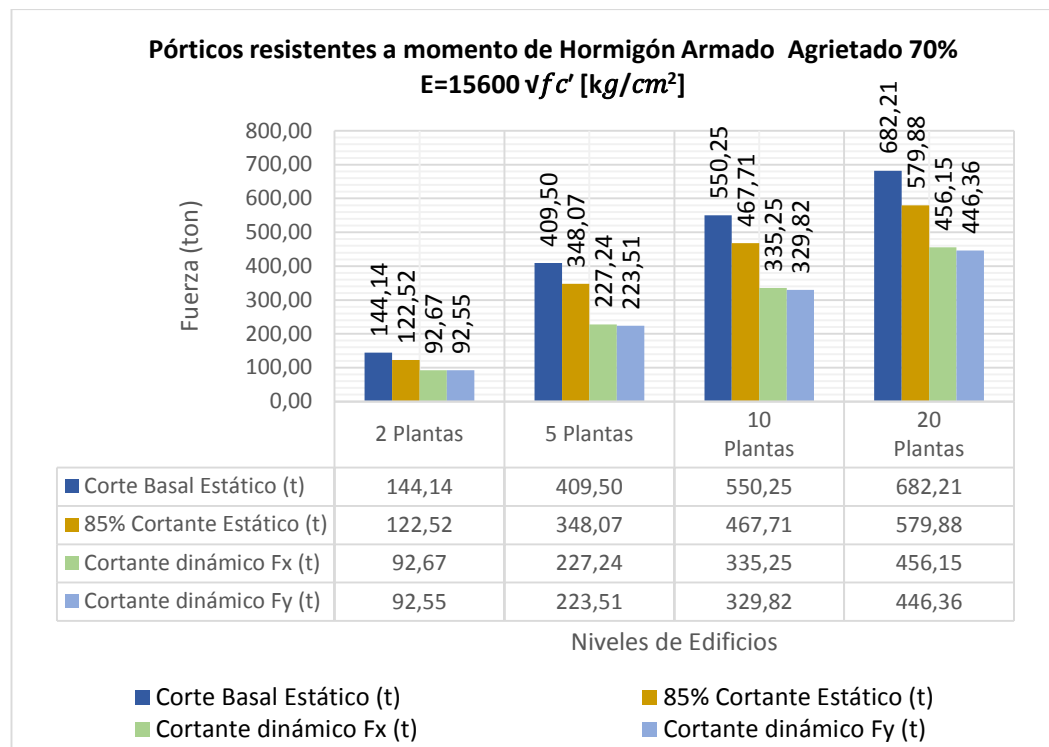
Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, en este caso se trabajara con el periodo amplificado en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

**Tabla 69 Corte Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600 \sqrt{f_c'} [kg/cm^2]$**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064	0.198	409.50	348.07	227.24	223.51
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	335.25	329.82
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	456.15	446.36

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 93 Corte Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600 \sqrt{f_c'} [kg/cm^2]$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se disminuye el módulo de elasticidad, se reduce la rigidez de la estructura lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.5.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50% $E=15600 \sqrt{f_c'} [kg/cm^2]$

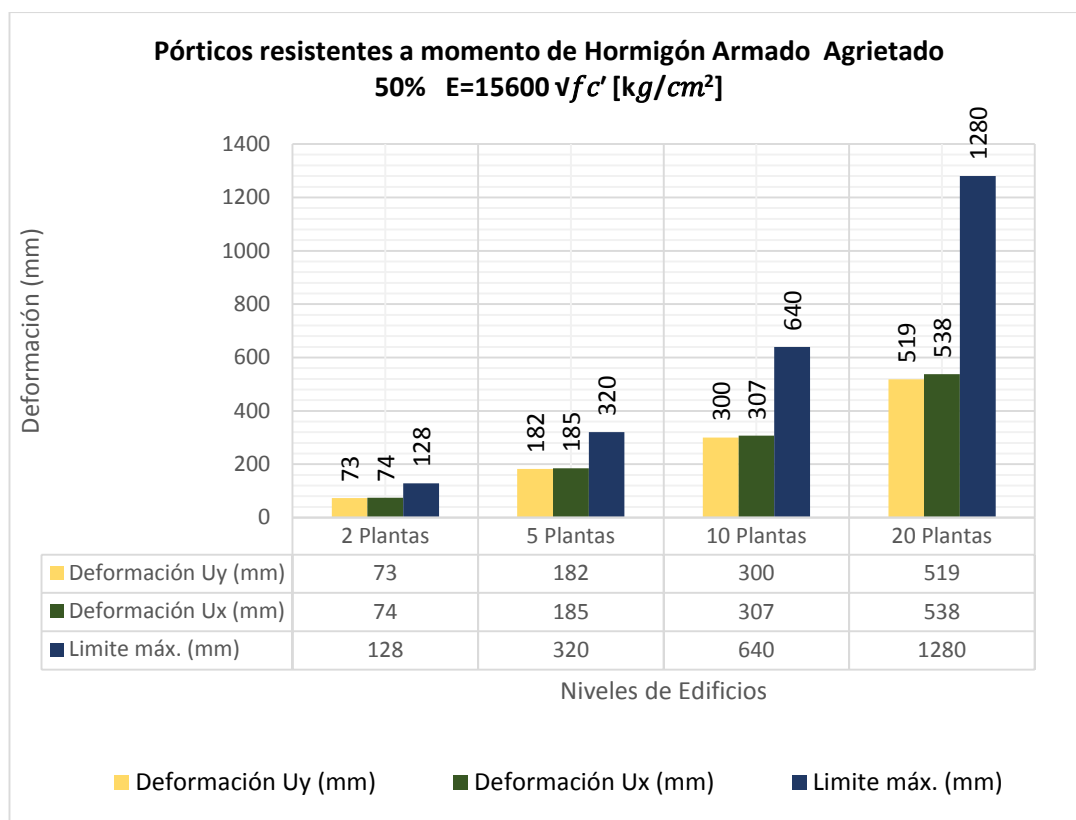
**Tabla 70**

**Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600 \sqrt{f'c}$  [Kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	73	74	128
5 plantas	348.07	348.07	182	185	320
10 plantas	467.71	467.71	300	307	640
20 plantas	579.88	579.88	519	538	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 94 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15600 \sqrt{f'c}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% , se determina las deformaciones de los edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta

el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que incrementan las plantas del edificio.

#### 4.5.3 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=15100\sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

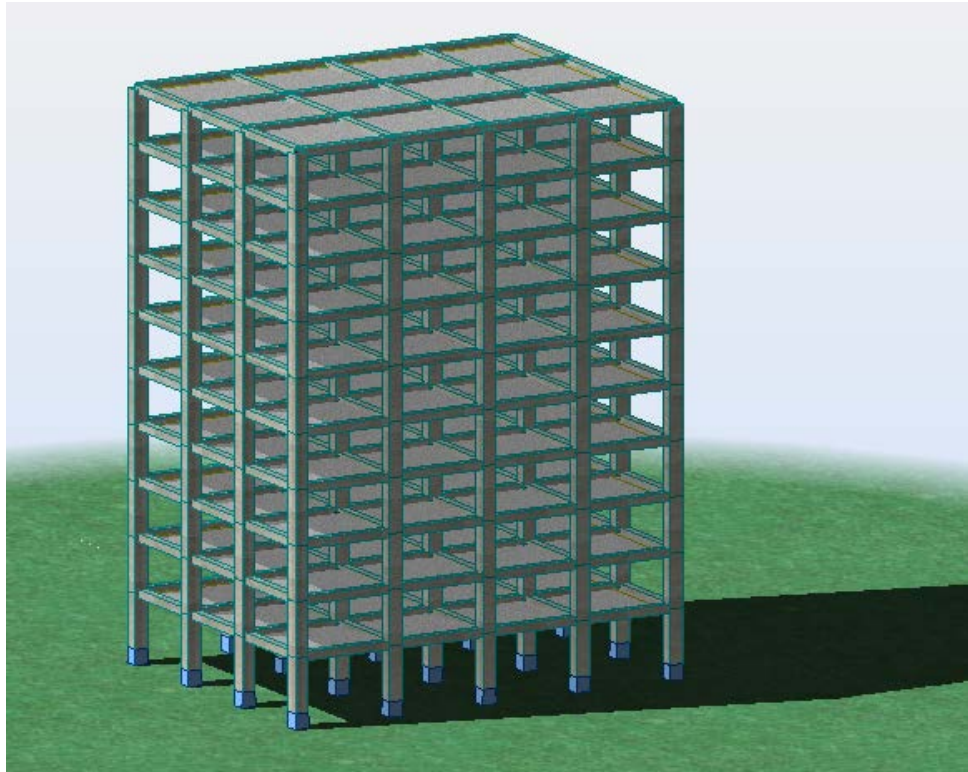
Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado

$$E=15100\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 95 Vista en 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=15100\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 71 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=15100\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



#### 4.5.3.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

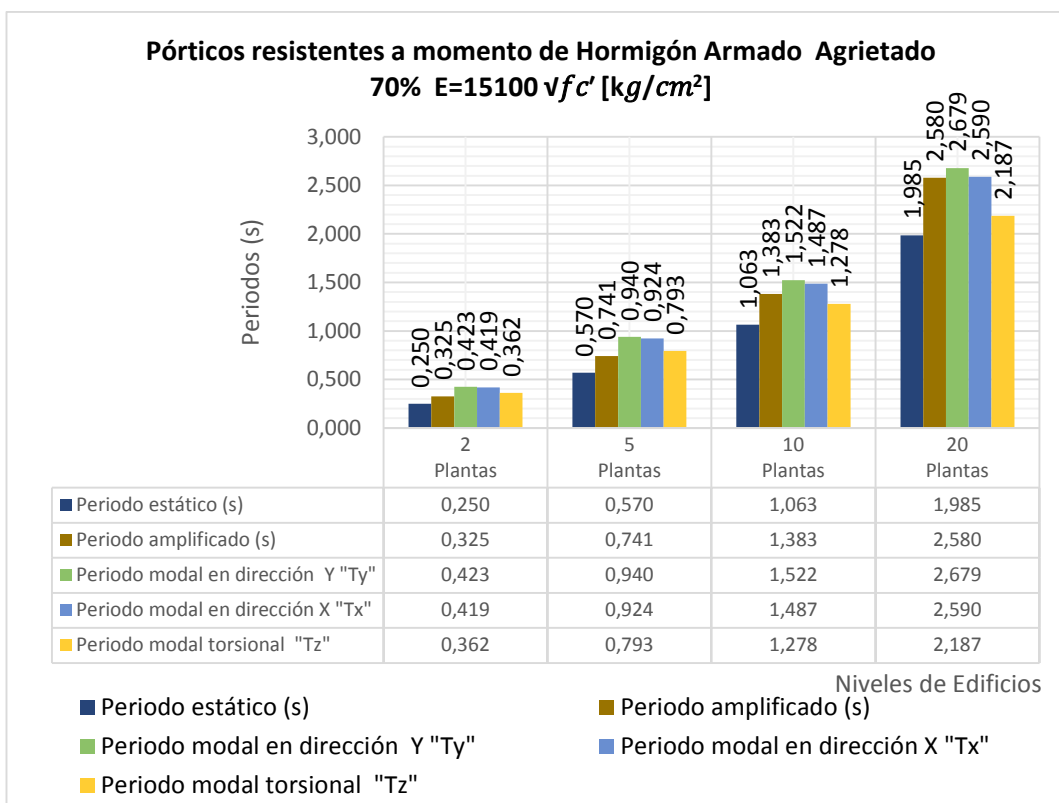
70%  $E=15100 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

**Tabla 72** Periodos de vibración en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.423	0.419	0.362
5 plantas	0.570	0.741	0.940	0.924	0.793
10 plantas	1.063	1.383	1.522	1.487	1.278
20 plantas	1.985	2.580	2.679	2.590	2.187

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 96** Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

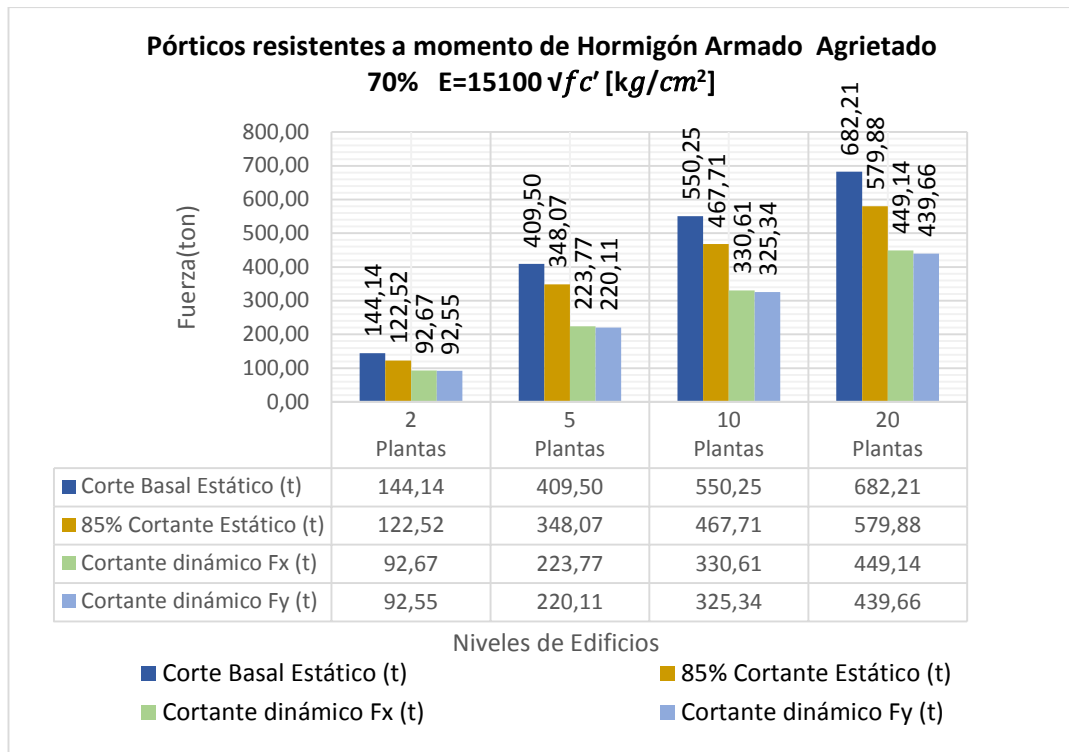
Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, en este caso se trabajara con el periodo amplificado en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

**Tabla 73 Cortante Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100 \sqrt{f_c'}$  [ $kg/cm^2$ ]**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	223.77	220.11
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	330.61	325.34
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	449.14	439.66

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 97 Cortante Estático y Dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100 \sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se disminuye el módulo de elasticidad se reduce la rigidez de la estructura, lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que el corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio, ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1

#### 4.5.3.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

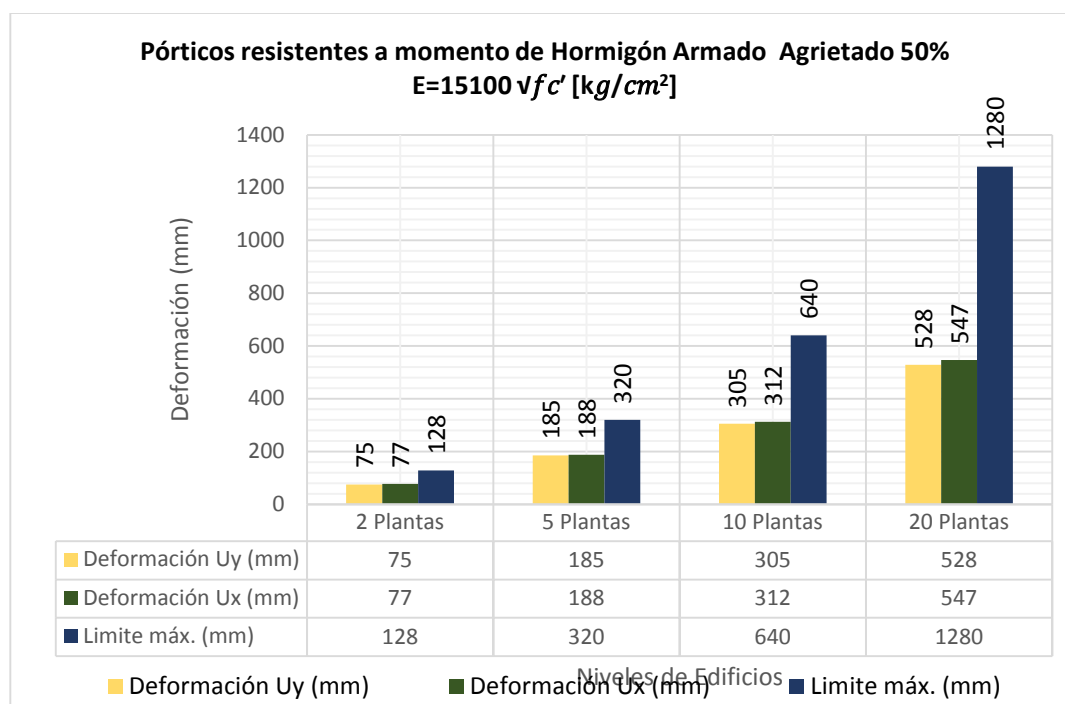
$$50\% \quad E=15100\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 74 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	75	77	128
5 plantas	348.07	348.07	185	188	320
10 plantas	467.71	467.71	305	312	640
20 plantas	579.88	579.88	528	547	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 98 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=15100\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determina las deformaciones de los edificio, respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte

dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio pero siempre respetando los límites máximos requeridos por la NEC2011

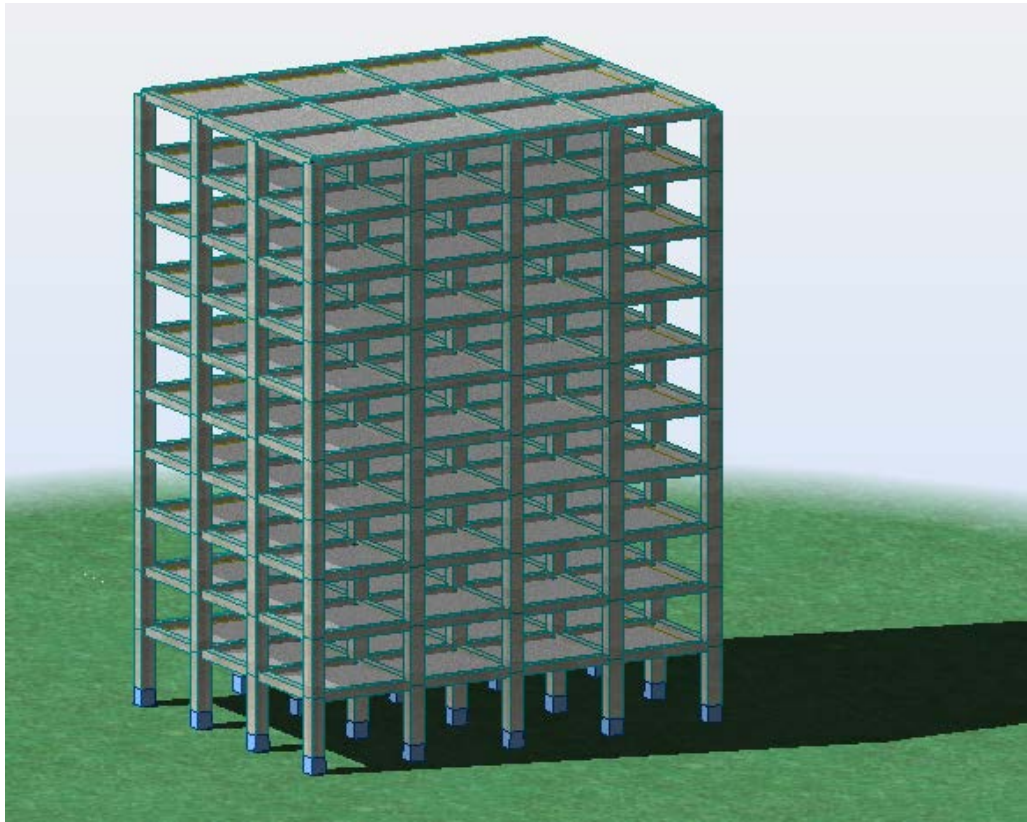
#### 4.5.4 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=14000 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  
 $E=14000 \sqrt{f_c'}$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 99 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=14000\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 75 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=14000\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.5.4.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

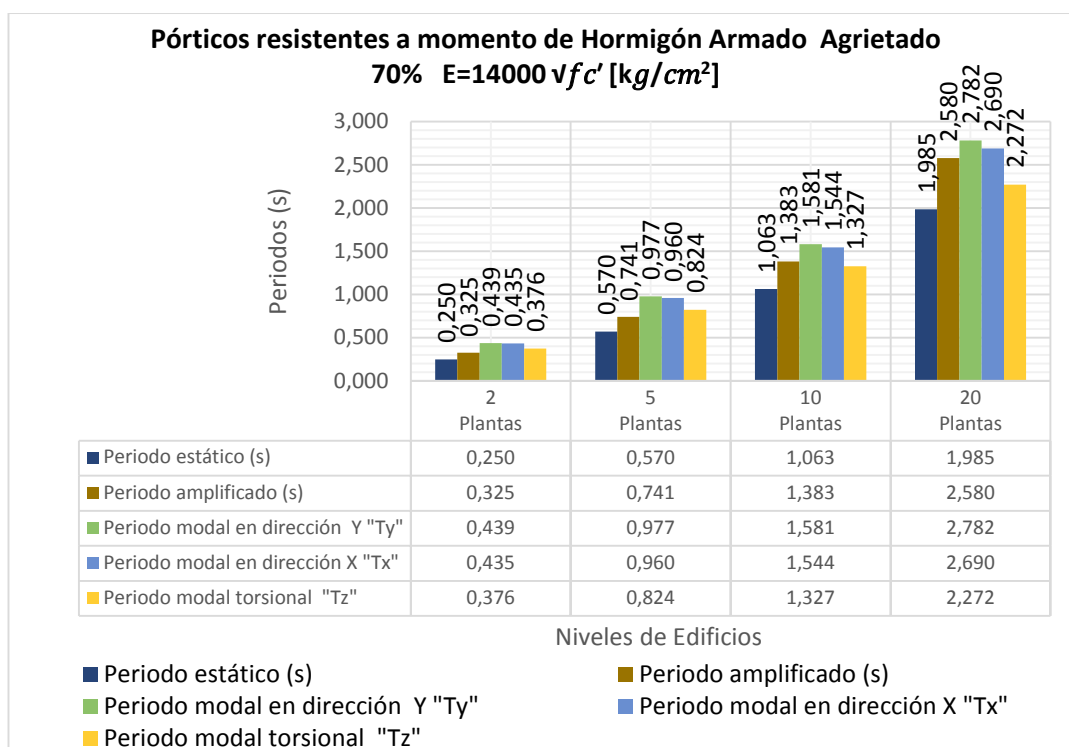
70%  $E=14000 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

**Tabla 76 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.439	0.435	0.376
5 plantas	0.570	0.741	0.977	0.960	0.824
10 plantas	1.063	1.383	1.581	1.544	1.327
20 plantas	1.985	2.580	2.782	2.690	2.272

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 100 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, se trabaja con el periodo amplificado al 30% en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

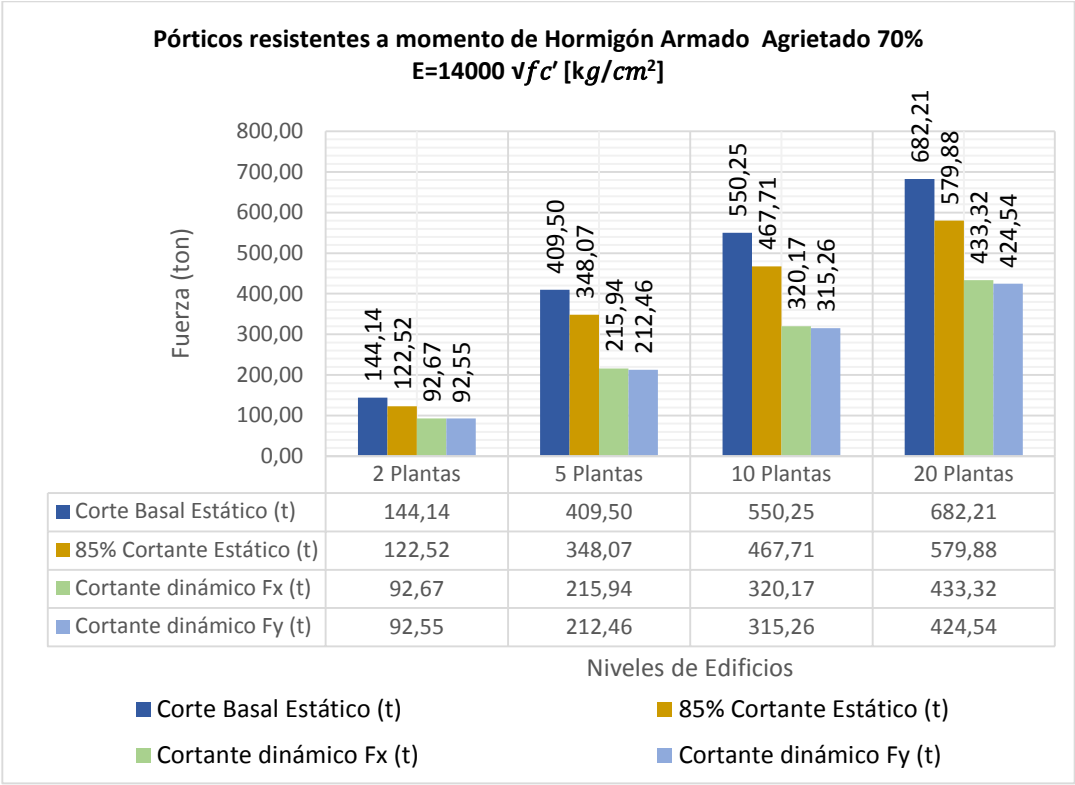
**Tabla 77 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	215.94	212.46
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	320.17	315.26
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	433.32	424.54

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



**Gráfico 101 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se disminuye el módulo de elasticidad, se reduce la rigidez de la estructura lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.5.4.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

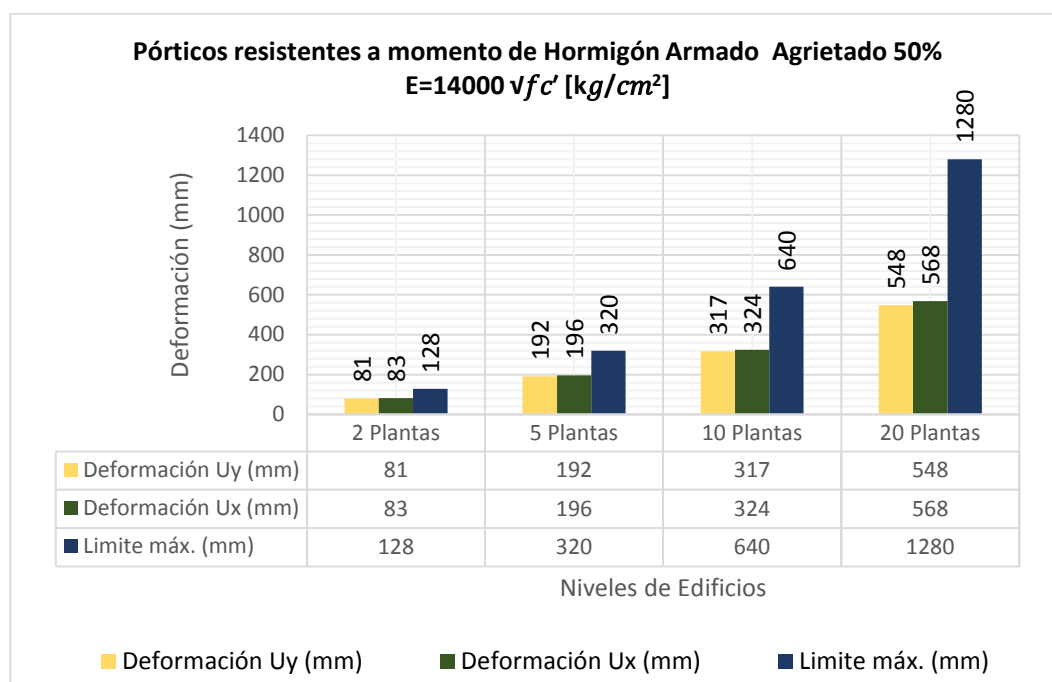
$$50\% \quad E=14000\sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 78 Deformaciones para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000\sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	81	83	128
5 plantas	348.07	348.07	192	196	320
10 plantas	467.71	467.71	317	324	640
20 plantas	579.88	579.88	548	568	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 102 Deformaciones para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=14000\sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones de los edificio respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte

dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio pero siempre respetando los límites máximos requeridos por la NEC2011

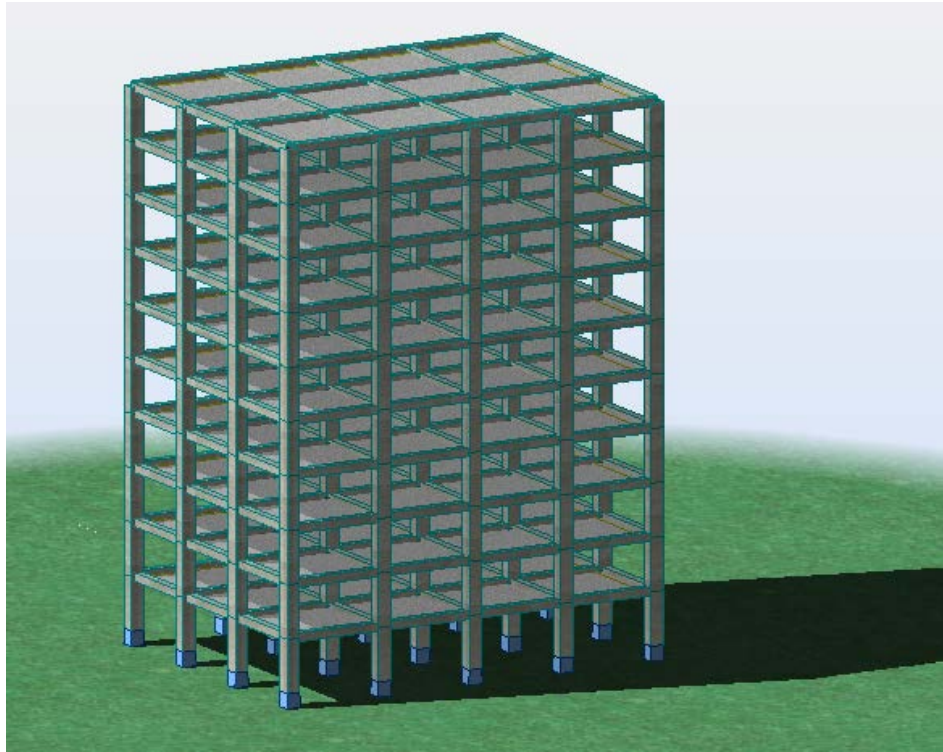
#### 4.5.5 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=13000 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  
 $E=13000 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 103 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=13000\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 79 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=13000\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.8	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.5.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

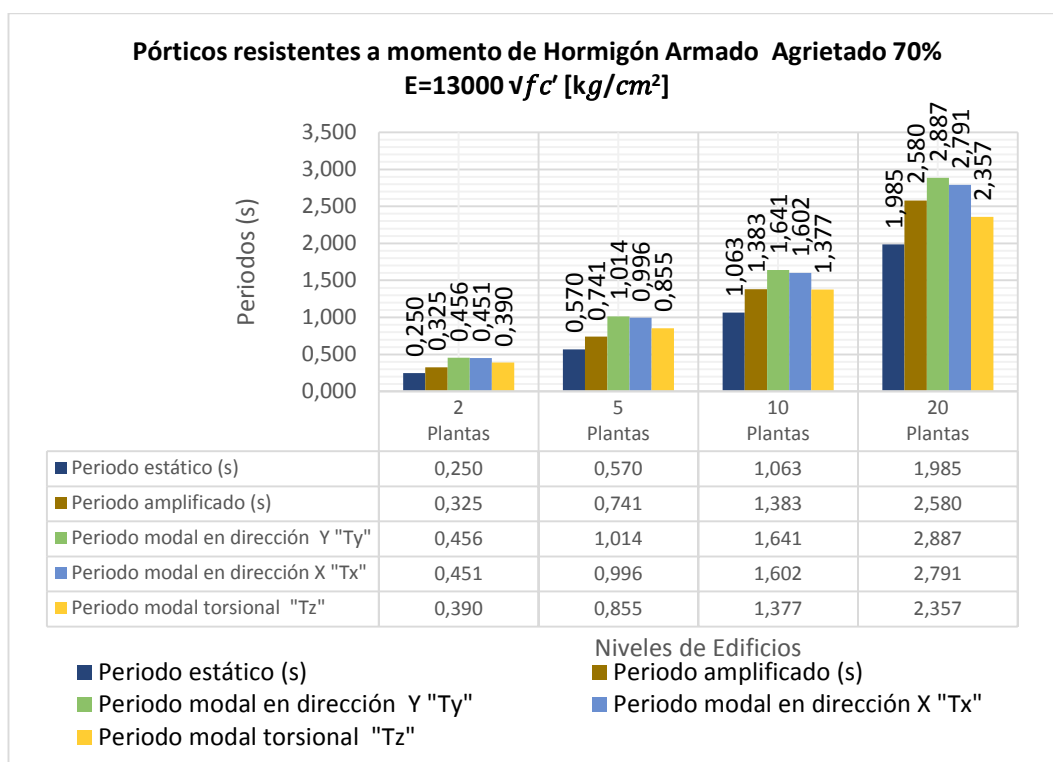
70%  $E=13000 \sqrt{f'c'} [kg/cm^2]$

**Tabla 80 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  y  $E=13000 \sqrt{f'c'} [kg/cm^2]$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.456	0.451	0.390
5 plantas	0.570	0.741	1.014	0.996	0.855
10 plantas	1.063	1.383	1.641	1.602	1.377
20 plantas	1.985	2.580	2.887	2.791	2.357

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 104 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  y  $E=13000 \sqrt{f'c'} [kg/cm^2]$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

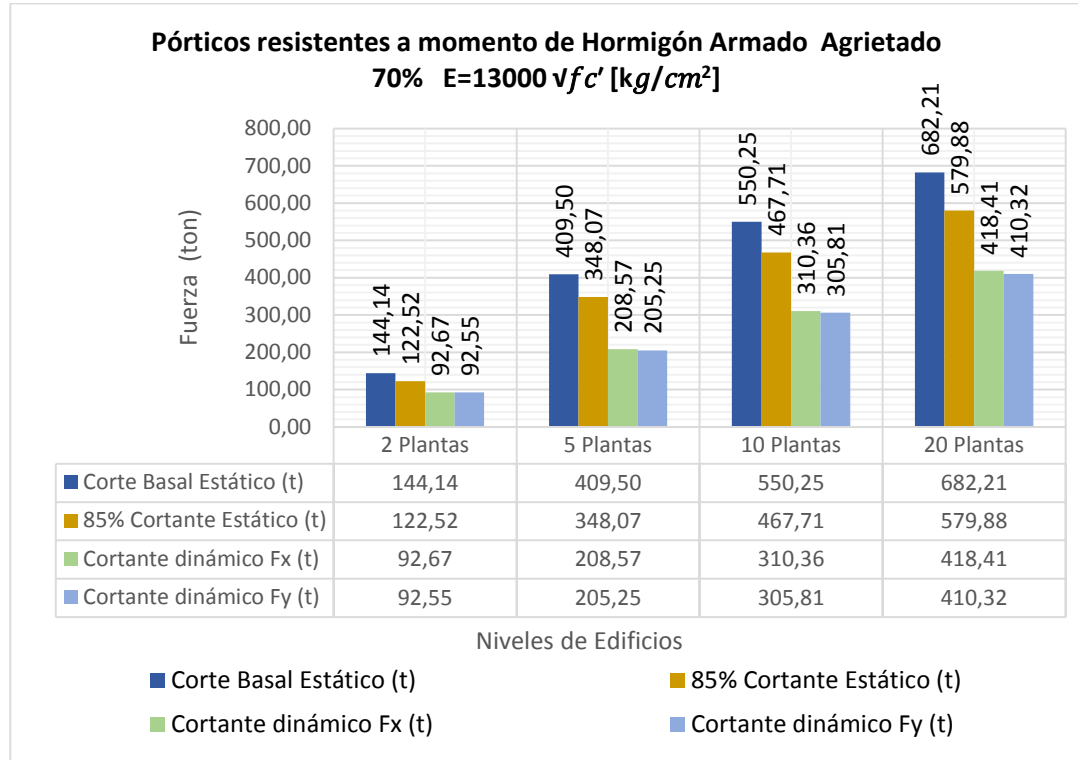
Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, en este caso se trabajara con el periodo amplificado en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

**Tabla 81 Cortante Estático y Dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=13000 \sqrt{f'c}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064	0.198	409.50	348.07	208.57	205.25
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	310.36	305.81
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	418.41	410.32

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 105 Cortante estático y dinámico para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=13000 \sqrt{f'c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se disminuye el módulo de elasticidad se reduce la rigidez de la estructura lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

El corte estático y dinámico aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.5.5.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

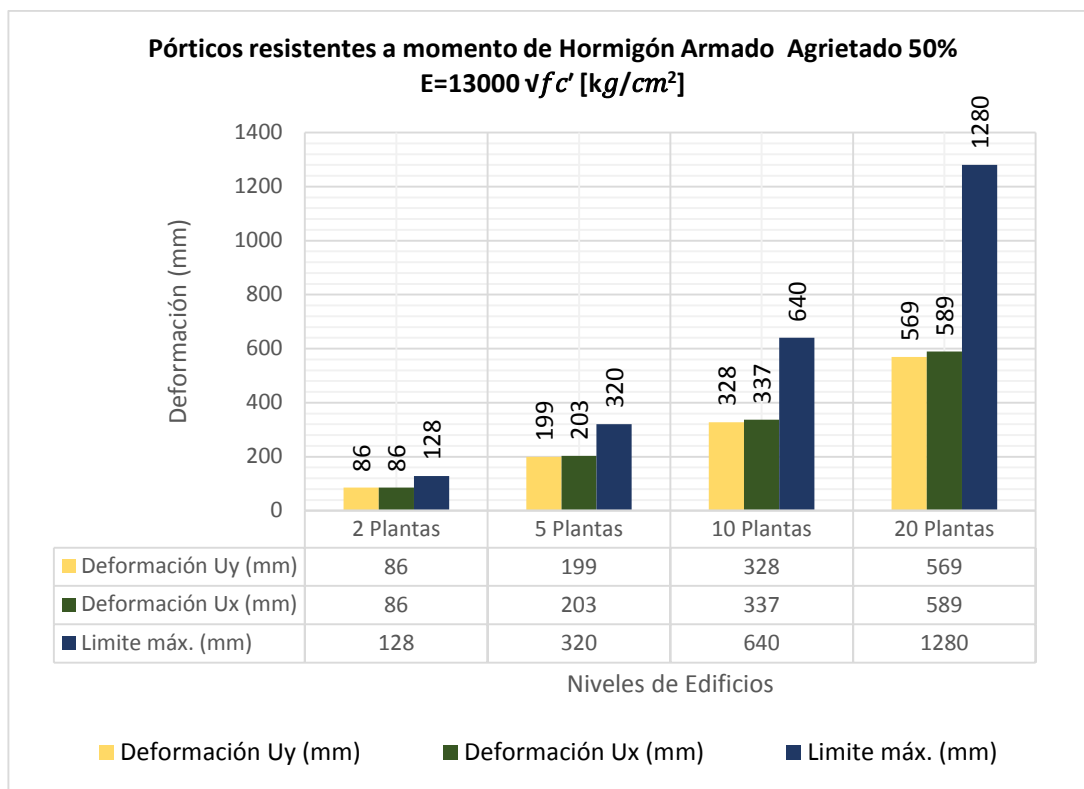
$$50\% E=13000\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 82 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=13000\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	86	86	128
5 plantas	348.07	348.07	199	203	320
10 plantas	467.71	467.71	328	337	640
20 plantas	579.88	579.88	569	589	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 106 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=13000\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determina las deformaciones de los edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio pero siempre respetando los límites máximos requeridos por la NEC2011

#### 4.5.6 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=12080 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]

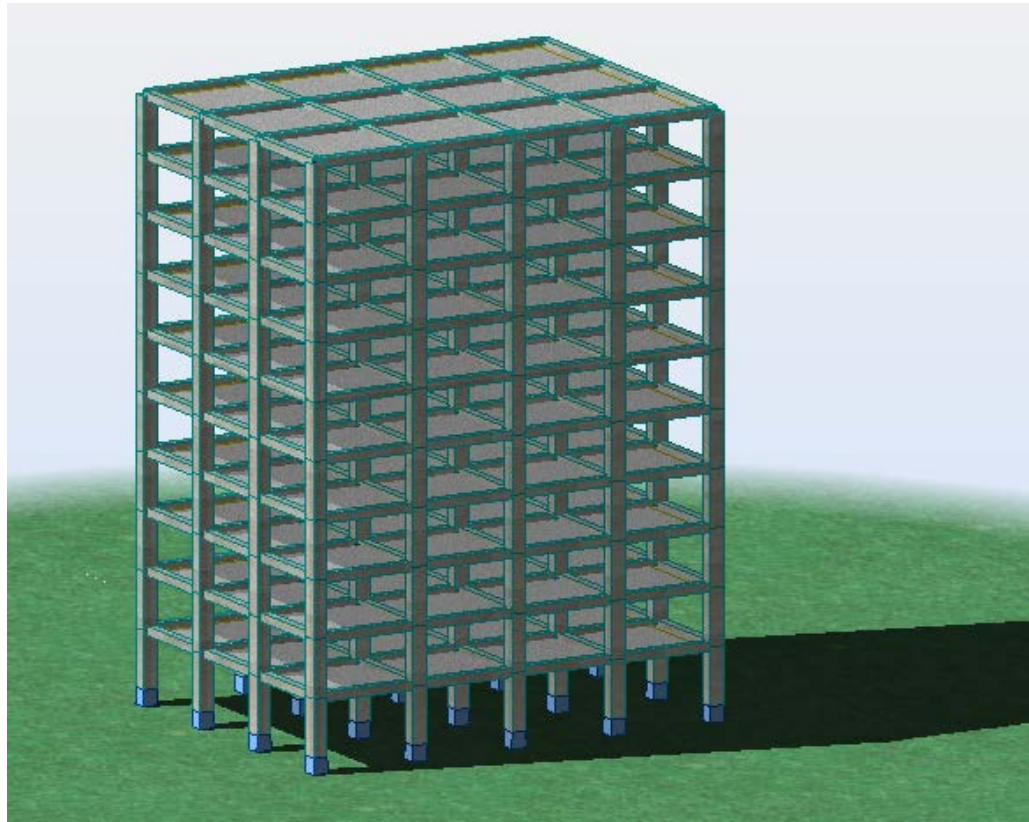
Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado

$$E=12080\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 107 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=12080\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 83 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=12080\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.5.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

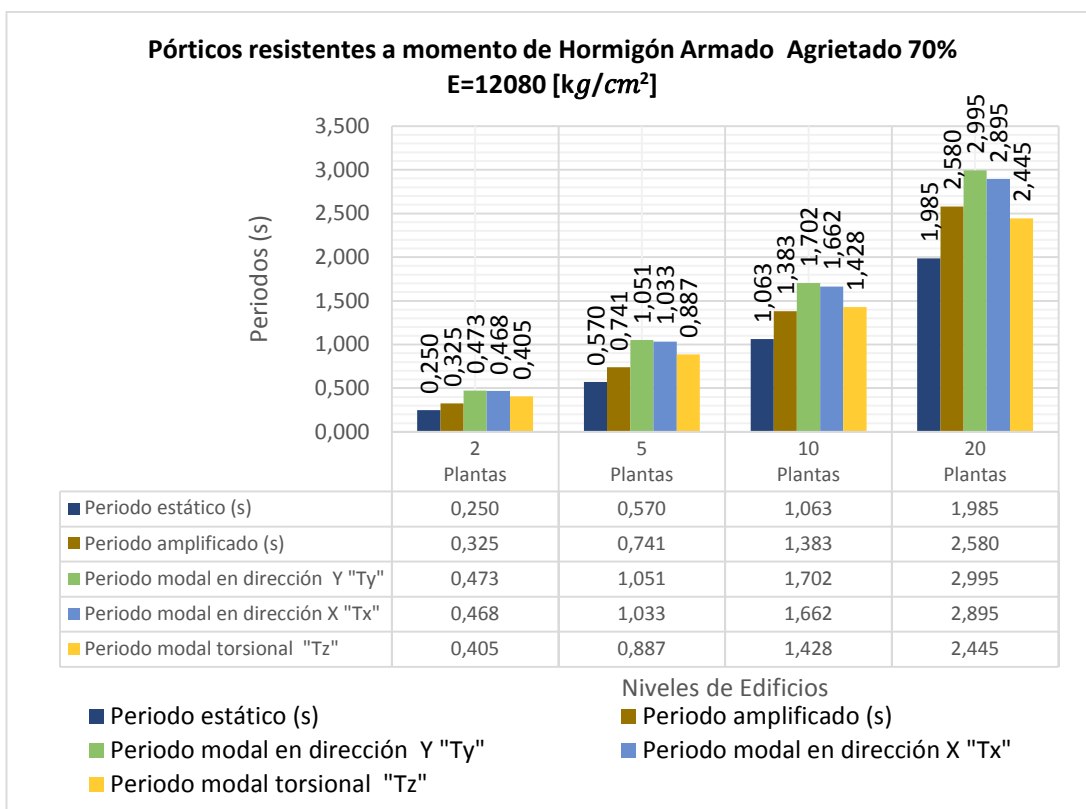
$$70\% \quad E=12080\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 84 Periodos de vibración en pórticos de hormigón armado resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.473	0.468	0.405
5 plantas	0.570	0.741	1.051	1.033	0.887
10 plantas	1.063	1.383	1.702	1.662	1.428
20 plantas	1.985	2.580	2.995	2.895	2.445

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 108 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño ya que se encuentra en función de su altura, y además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

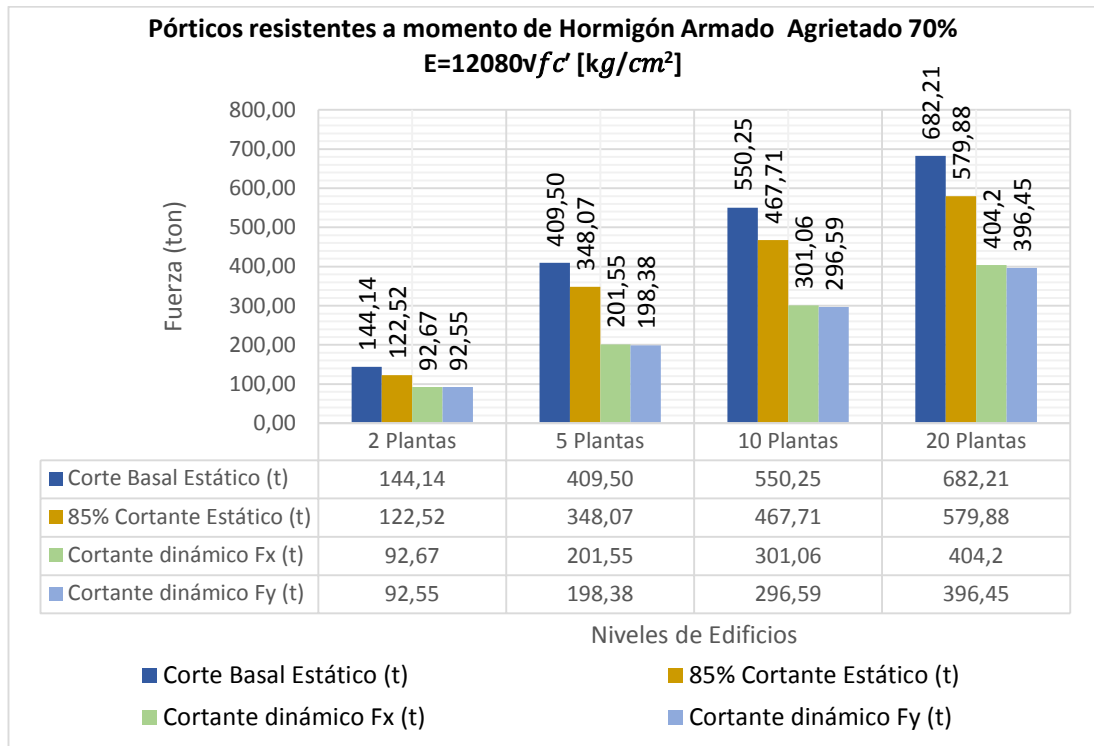
Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, en este caso se trabaja con el periodo amplificado en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

**Tabla 85 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	201.55	198.38
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	301.06	296.59
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	404.20	396.45

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 109 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080\sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como disminuye el módulo de elasticidad se reduce la rigidez de la estructura lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

El cortante estático y dinámico aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.5.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

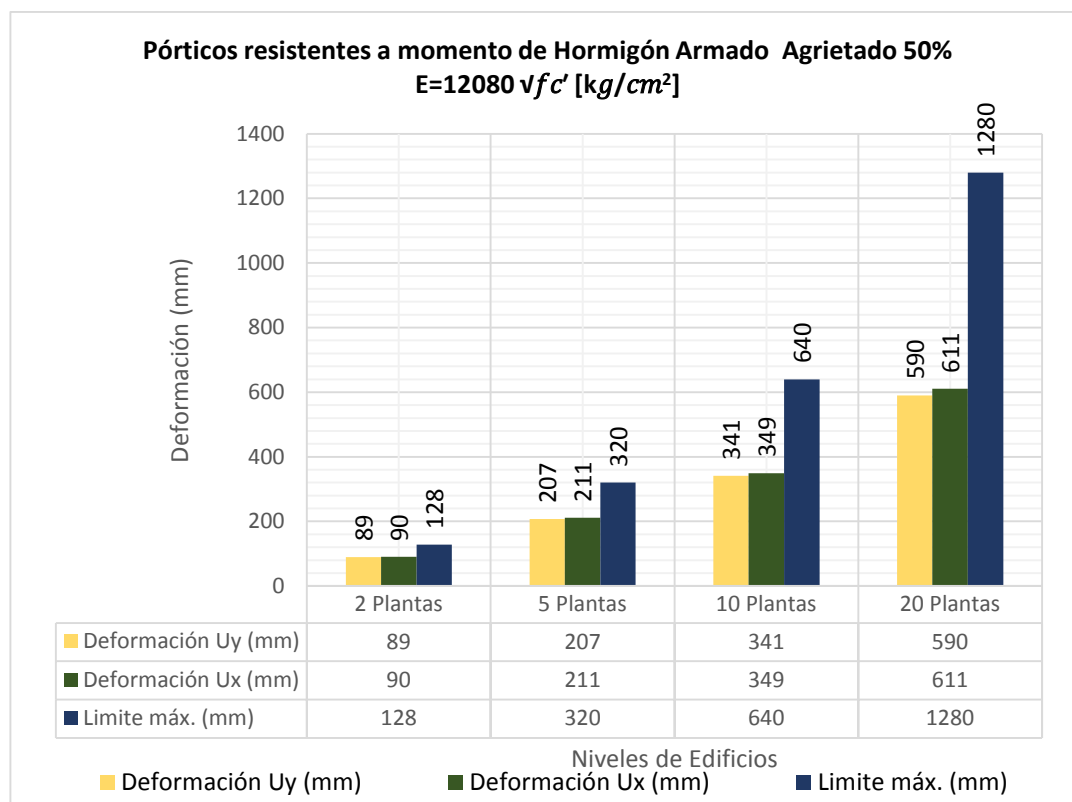
$$50\% \quad E=12080\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 86 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	122.52	122.52	89	90	128
5 plantas	348.07	348.07	207	211	320
10 plantas	467.71	467.71	341	349	640
20 plantas	579.88	579.88	590	611	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 110 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=12080\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietado las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones de los edificio, respetando el límite indicado en la NEC 2011 y además se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70%, como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio pero siempre respetando los límites máximos requeridos por la NEC2011.

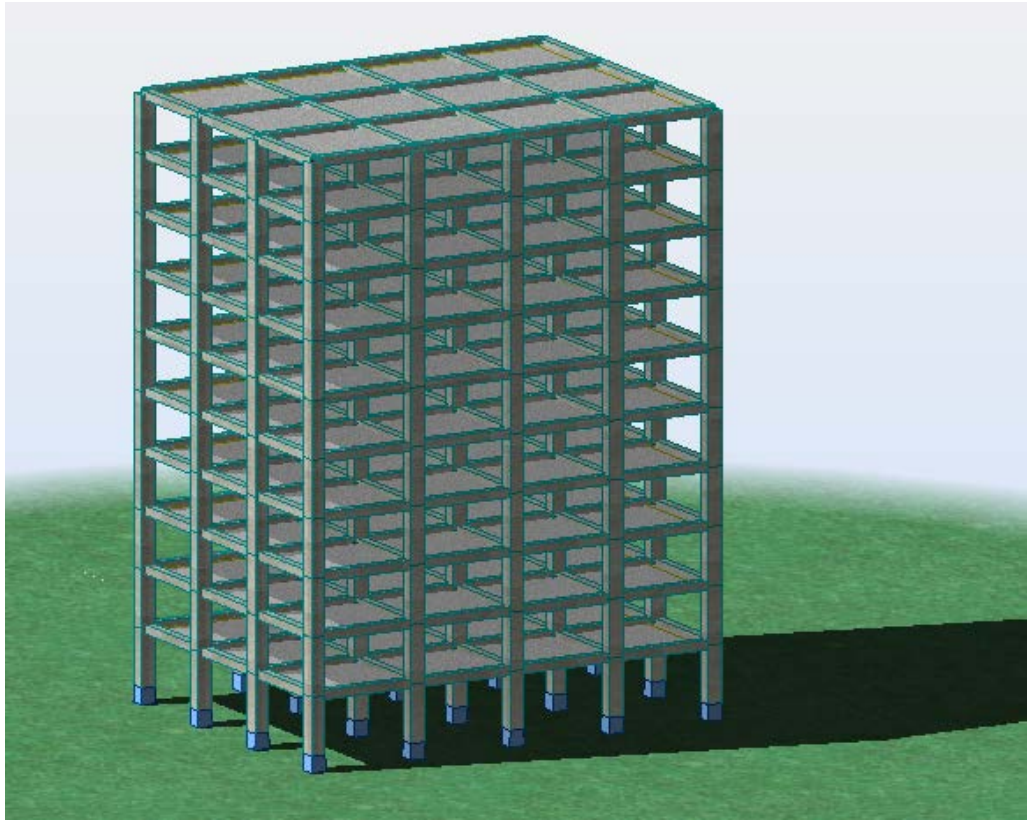
#### **4.5.7 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado $E=10400 \sqrt{f_c'}$ [kg/cm<sup>2</sup>]**

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=10400 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 111 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado**  
 $E=10400\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 87 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado  $E=10400\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.8	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



#### 4.5.7.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

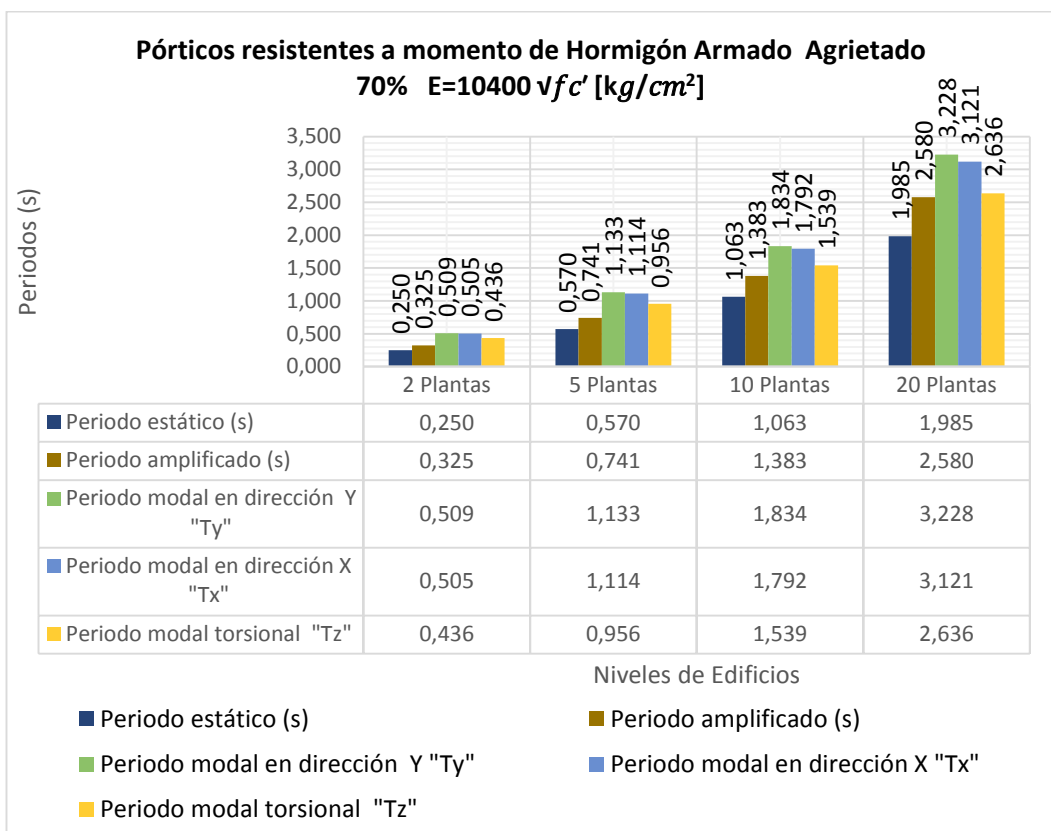
70%  $E=10400\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

**Tabla 88 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  y  $E=10400 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.509	0.505	0.436
5 plantas	0.570	0.741	1.133	1.114	0.956
10 plantas	1.063	1.383	1.834	1.792	1.539
20 plantas	1.985	2.580	3.228	3.121	2.636

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 112 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  y  $E=10400 \sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Se observa que el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

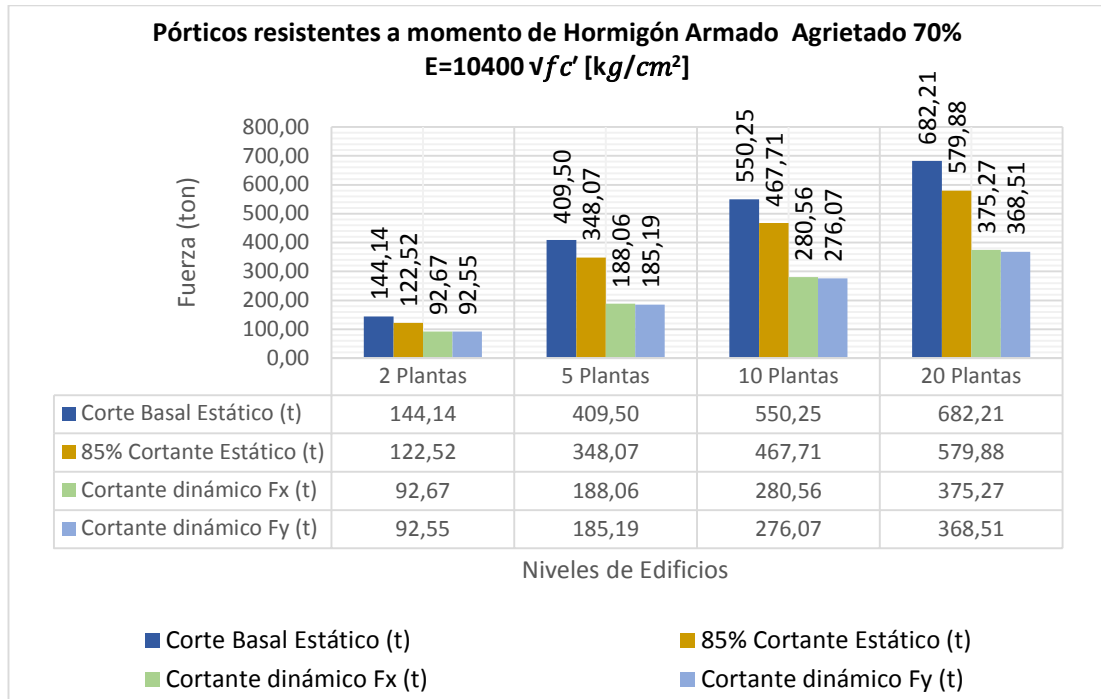
Al disminuir el módulo de elasticidad, la estructura se hace menos rígida con lo cual el periodo aumenta, en este caso se trabajara con el periodo amplificado en todas las estructuras puesto que el periodo dinámico excede al estático amplificado, sin embargo la diferencia es mínima.

**Tabla 89 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón con pórticos resistentes a momento armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=10400 \sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	188.06	185.19
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	280.56	276.07
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	375.27	368.51

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 113 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=10400 \sqrt{f'c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se disminuye el módulo de elasticidad se reduce la rigidez de la estructura, lo que da como resultado una disminución en el corte determinado por el análisis dinámico, dicho esto se requiere ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Es lógico pensar que corte aumenta a medida que incrementa el tamaño del edificio ya que se encuentra en función de la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1

#### 4.5.7.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

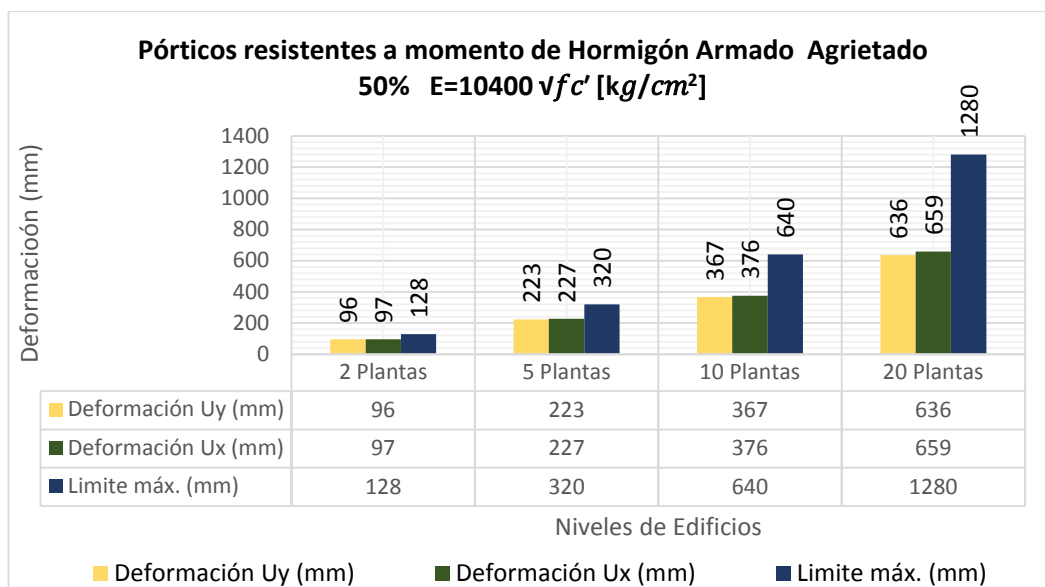
$$50\% \quad E=10400\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

**Tabla 90 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=10400\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)
2 plantas	122.52	122.52	96	97	128
5 plantas	348.07	348.07	223	227	320
10 plantas	467.71	467.71	367	376	640
20 plantas	579.88	579.88	636	659	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 114 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  y  $E=10400\sqrt{f_c'}$  [kg/cm<sup>2</sup>]**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones del edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó en todos los casos se corrigió al dicho corte.

La disminución en el módulo elástico aumenta las deformaciones en la estructura, de igual manera la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio pero siempre respetando los límites máximos requeridos por la NEC2011.

#### **4.6 Pórtico resistente de hormigón armado alterando efectos de rigidez**

De igual manera las estructuras se han usado parámetros necesarios para el diseño sismo resistente, en cuanto a la resistencia del hormigón armado corresponde a 280kg/cm<sup>2</sup>, con el cual se determina el módulo de Elasticidad del concreto  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en Kg/cm<sup>2</sup> se muestran a continuación:  $=15100\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ , sin embargo se ha considerado pertinente disminuir el módulo de elasticidad a la siguiente expresión:

$$E=11200\sqrt{f_c'} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El módulo de corte,  $G_c$  se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

$$G=E/2(v+1) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia del Hormigón $f_c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico	2400	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad $E$	187000	kg/cm <sup>2</sup>
módulo de Poisson	0.2	
Módulo Corte $G$	77916.67	kg/cm <sup>2</sup>

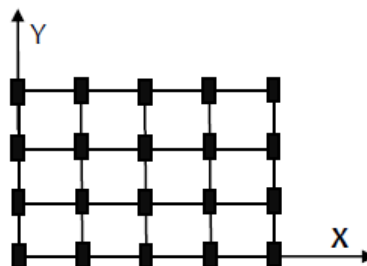
Para el análisis de rigidez, se alteran las secciones utilizadas en los anteriores estudios a columnas rectangulares, manteniendo una sección equivalente realizados en ambos ejes como se explica a continuación.

Orientación de columnas rectangulares, influye en la rigidez lateral de los edificios a lo largo de sus dos direcciones horizontales. Por lo tanto, cambiar la orientación de las columnas cambia el periodo natural de traslación de edificios

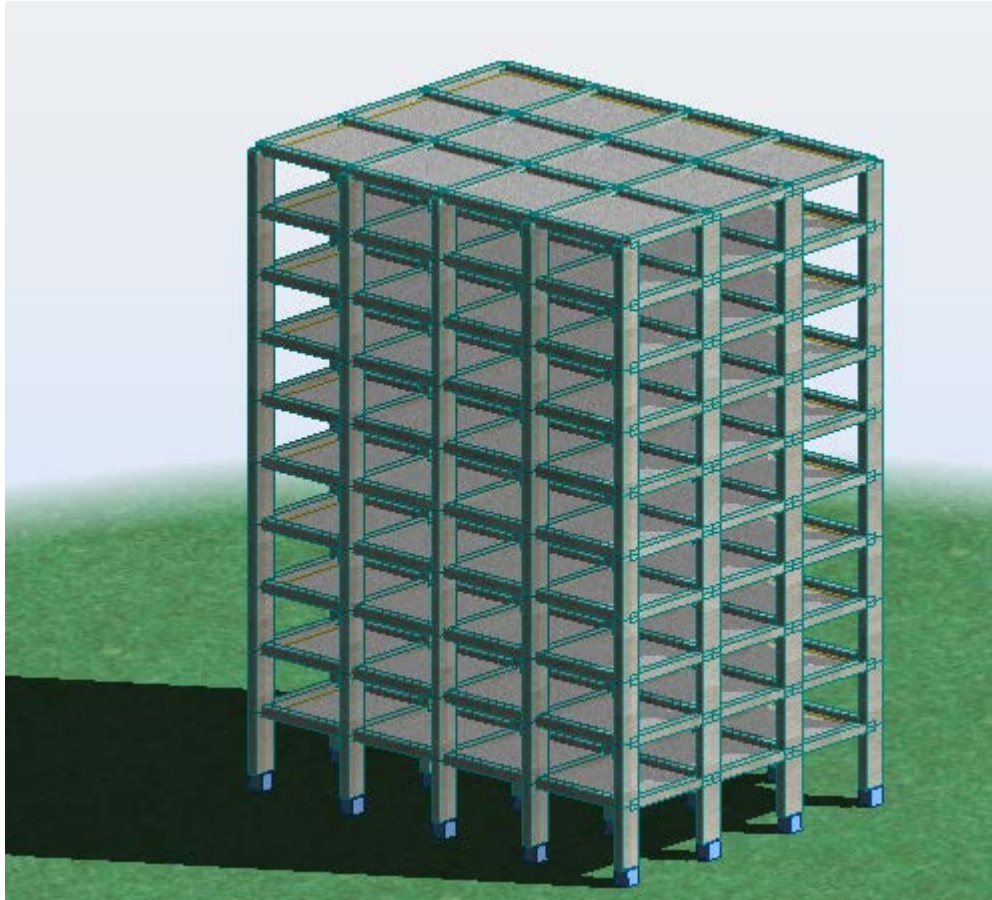
Aumentar las secciones de las columnas en las estructuras, influye en rigidez y masa de la estructura por ende se propone analizar los edificios de 10 plantas y 20 plantas de hormigón armado en los cuales se altera las secciones de sus columnas a lo largo de su altura con el fin de estudiar el comportamiento en sus periodos naturales de vibración

#### **4.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y**

**Gráfico 115 Vista en planta: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y**



**Gráfico 116 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y

Altura de Entre		
piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 91 Dimensionamiento: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje Y**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	80 x 20	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	80 x 31	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	128 x 50	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	125 x 80	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.6.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

70%

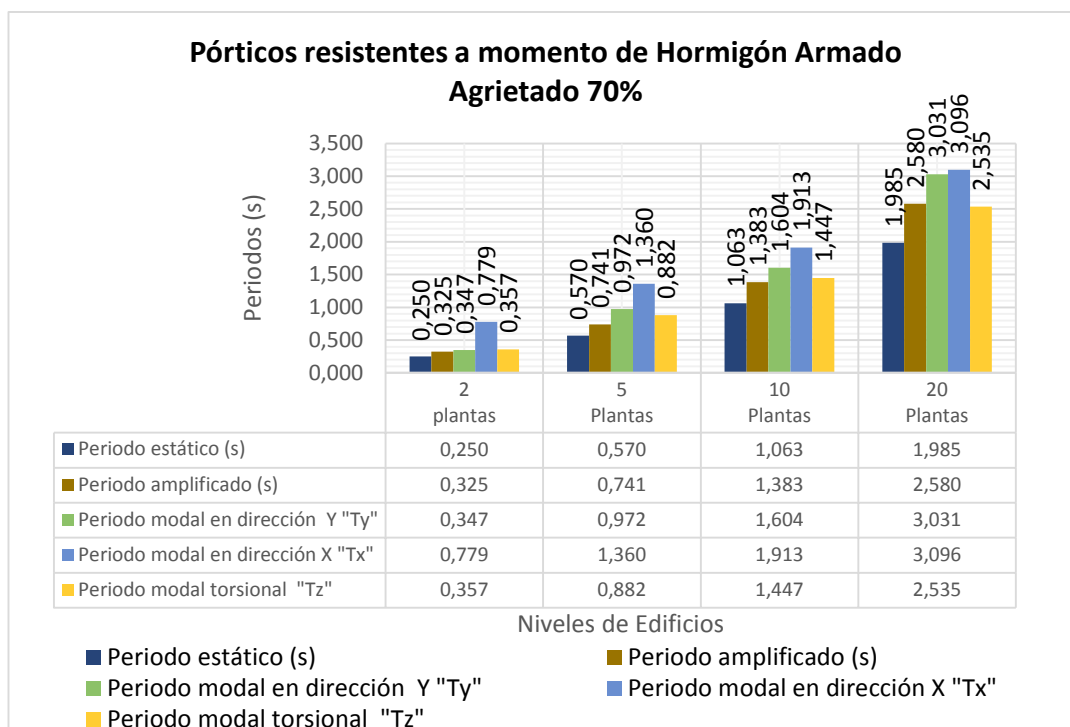
**Tabla 92 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.347	0.779	0.357
5 plantas	0.570	0.741	0.972	1.360	0.882
10 plantas	1.063	1.383	1.604	1.913	1.447
20 plantas	1.985	2.580	3.031	3.096	2.535

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



**Gráfico 117 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar, el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

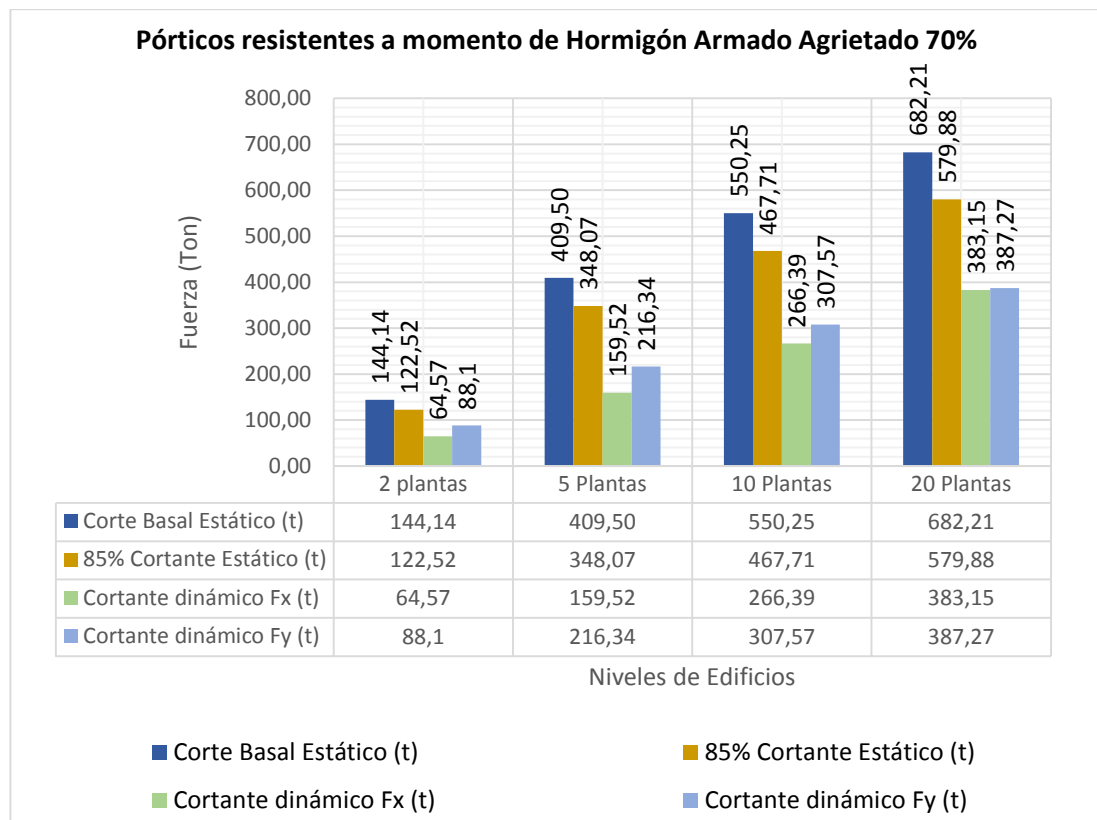
En este caso se usara el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es sumamente alto, sobretodo la traslación pura a lo largo de la dirección X, ya que por la forma de ubicar las columnas pierde rigidez a lo largo del eje X aunque el edificio tenga una forma rectangular con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 93 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	64.57	88.10
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	159.52	216.34
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	266.39	307.57
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	383.15	387.27

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 118 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los

niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Como se tiene mayor rigidez a lo largo del eje Y por la ubicación de las columnas, se nota que el corte obtenido por el análisis dinámico se incrementa en  $F_y$  superando a  $F_x$ , pero es importante mencionar que la diferencia entre los valores de  $F_x$  y  $F_y$  se va reduciendo a medida que el edificio aumenta su altura, es decir sus valores se van igualando.

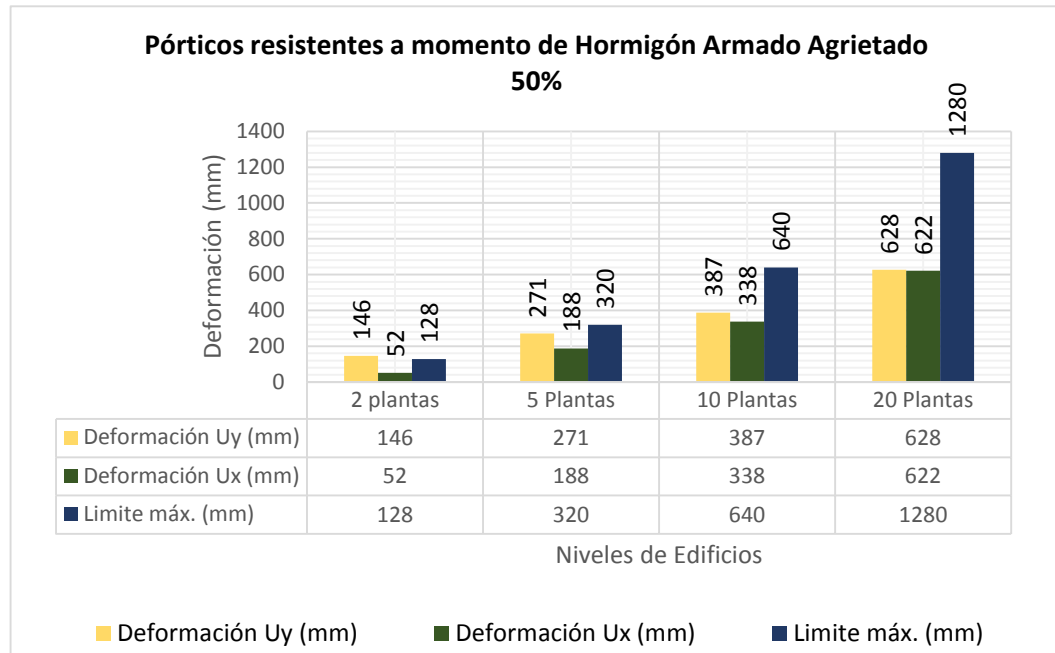
#### 4.6.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50%

**Tabla 94 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)
2 plantas	122.52	122.52	146	52	128
5 plantas	348.07	348.07	271	188	320
10 plantas	467.71	467.71	387	338	640
20 plantas	579.88	579.88	628	622	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 119 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje Y**



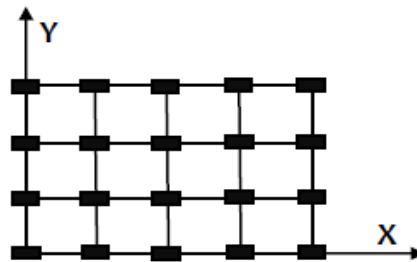
Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determina las deformaciones de los edificio, respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se puede observar la deformación Ux es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones Ux y Uy va reduciendo a medida que aumenta las plantas del edificio, tanto así que las deformaciones son casi similares en el edificio de 20 pisos.

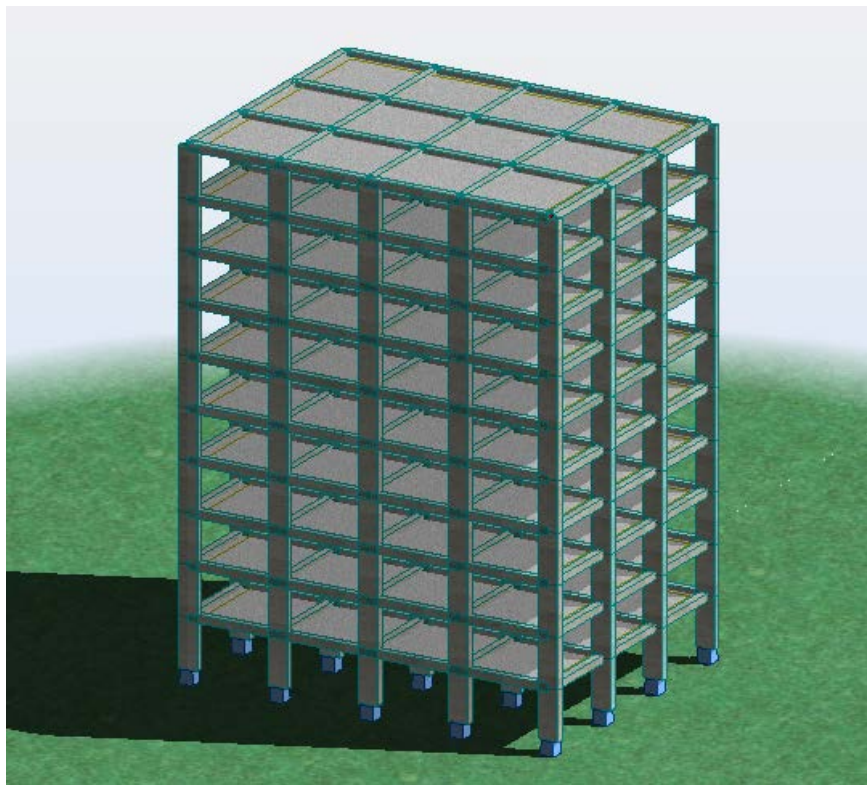
#### 4.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X

Vista en planta: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 120** Vista en 3D: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Parámetros: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 95 Dimensionamiento: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas rectangulares cuya sección larga está orientada en el eje X**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	20 x 80	467.33	216.00	172.80
5 plantas	40 x 50	31.25 x 80	1416.00	540.00	432.00
10 plantas	50 x 50	50 x 128	3654.24	1080.00	864.00
20 plantas	50 x 60	80 x 125	8860.80	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.6.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

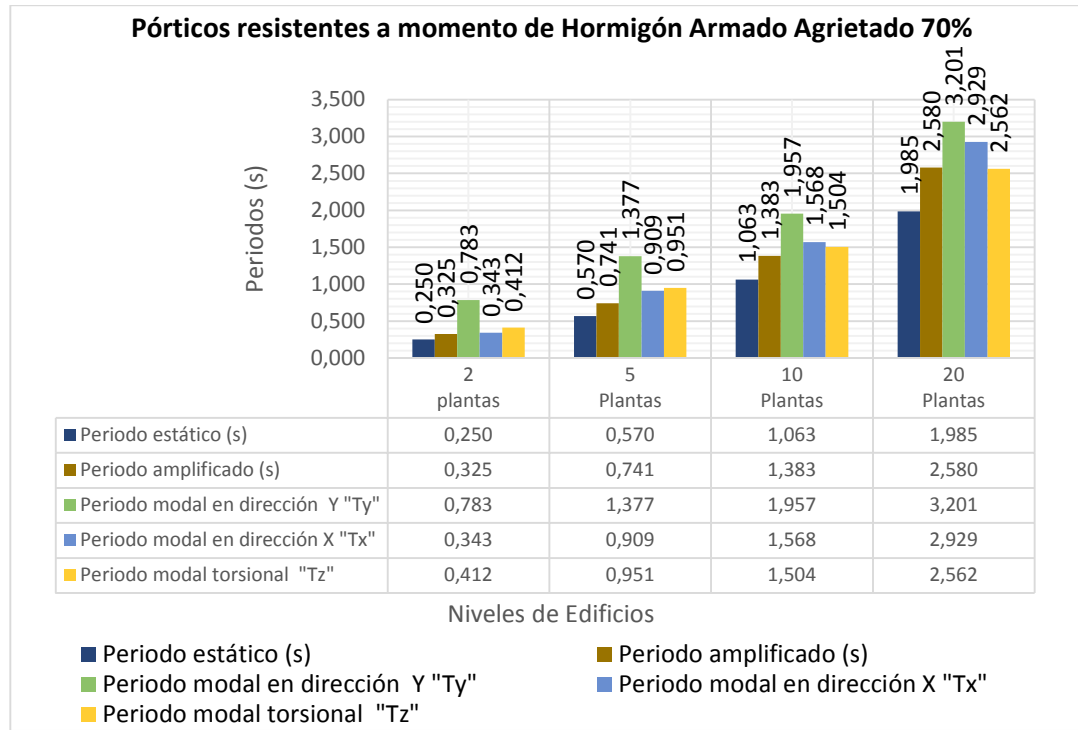
70%

**Tabla 96 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor Z= 0.4g con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.783	0.343	0.412
5 plantas	0.570	0.741	1.377	0.909	0.951
10 plantas	1.063	1.383	1.957	1.568	1.504
20 plantas	1.985	2.580	3.201	2.929	2.562

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 121 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar, el periodo incrementa a medida que el edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

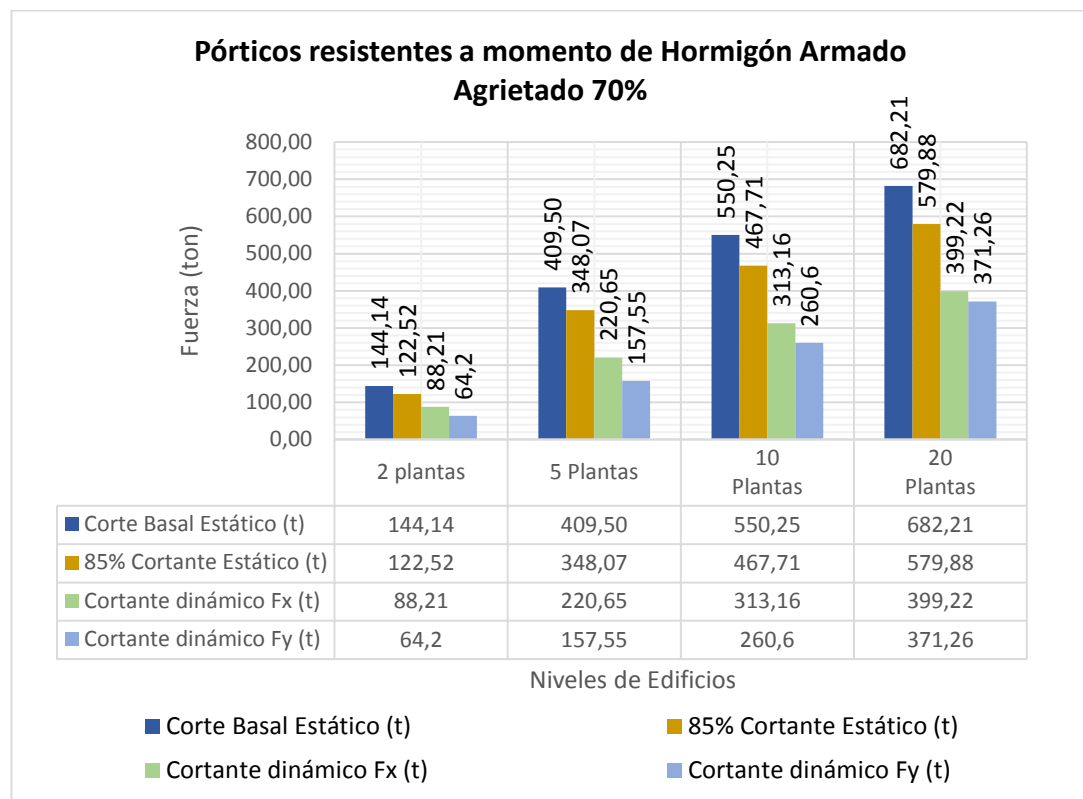
En este caso se usa el periodo amplificado ya que el periodo dinámico es sumamente alto, sobretudo la traslación pura a lo largo de la dirección Y ya que por la forma de ubicar las columnas pierde rigidez a lo largo del eje Y y a eso sumándole la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 97 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	726.53	0.198	144.14	122.52	88.21	64.2
5 plantas	2064.00	0.198	409.50	348.07	220.65	157.55
10 plantas	4950.24	0.111	550.25	467.71	313.16	260.6
20 plantas	11452.8	0.060	682.21	579.88	399.22	371.26

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 122 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de



una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8 Como se tiene mayor rigidez a lo largo del eje X por la ubicación de las columnas, notamos que el corte obtenido por el análisis dinámico se incrementa en Fx superando a Fy.

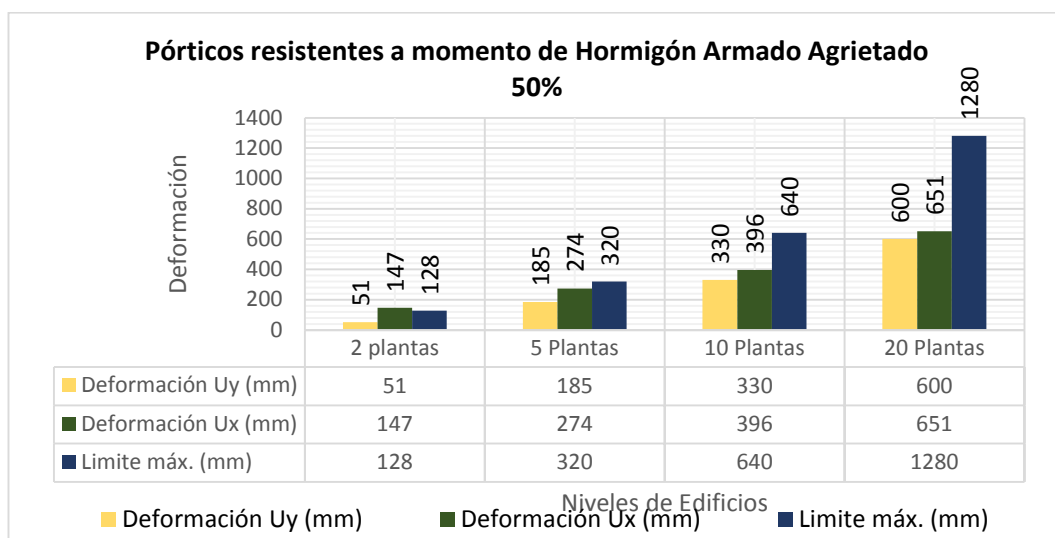
#### 4.6.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50%

**Tabla 98** Tabla Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)
2 plantas	122.52	122.52	51	147	128
5 plantas	348.07	348.07	185	274	320
10 plantas	467.71	467.71	330	396	640
20 plantas	579.88	579.88	600	651	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 123** Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas rectangulares cuya sección larga esta orientadas en el eje X



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones del edificio, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70%, como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, tanto así que en el edificio más bajo supera el límite indicado en la NEC 2011 mientras que el edificio aumenta de altura las deformaciones se alejan más del límite permitido, cabe mencionar que la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va reduciendo a medida que aumenta las plantas del edificio.

#### **4.6.3 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**

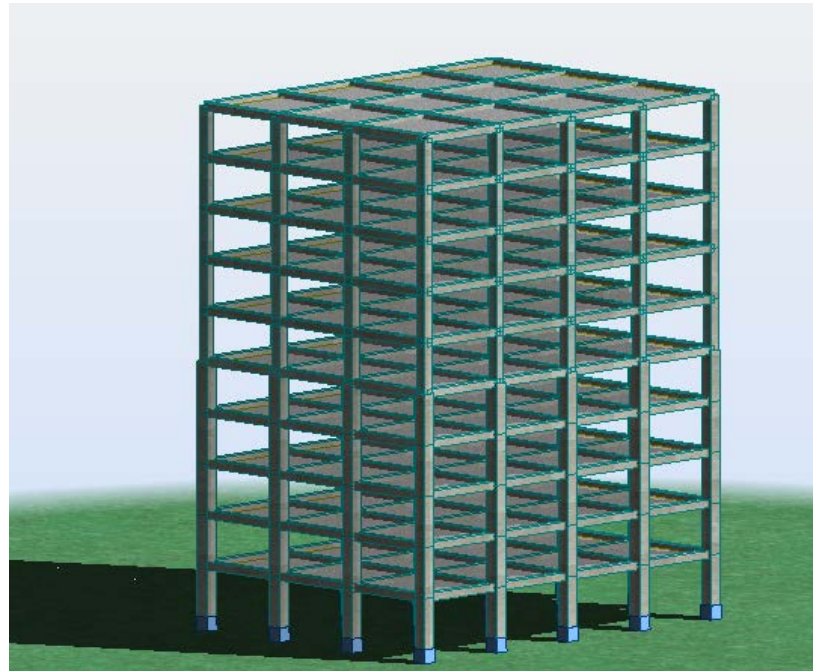
Para este análisis de rigidez se procede a un estudio de una estructura con las mismas características mostradas anteriormente, sin embargo, se diferencia porque en este edificio de 10 plantas se cambia las secciones de las columnas. En los 5 primeros pisos se colocara columnas de 80x80 y en los 5 últimos pisos con columnas de 60x60, las vigas se mantendrán con las dimensiones mostradas en la tabla.

Parámetros: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 124 Grafico Vista 3D: sistema de pórticos de hormigón armado resistentes a momento con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 99 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**

PLANTAS	Vigas (cm)			Columnas (cm)			Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
10 plantas	50	x	50	80	x	80	3439.2	1080.00	864.00
	50	x	50	60	x	60			

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.6.3.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

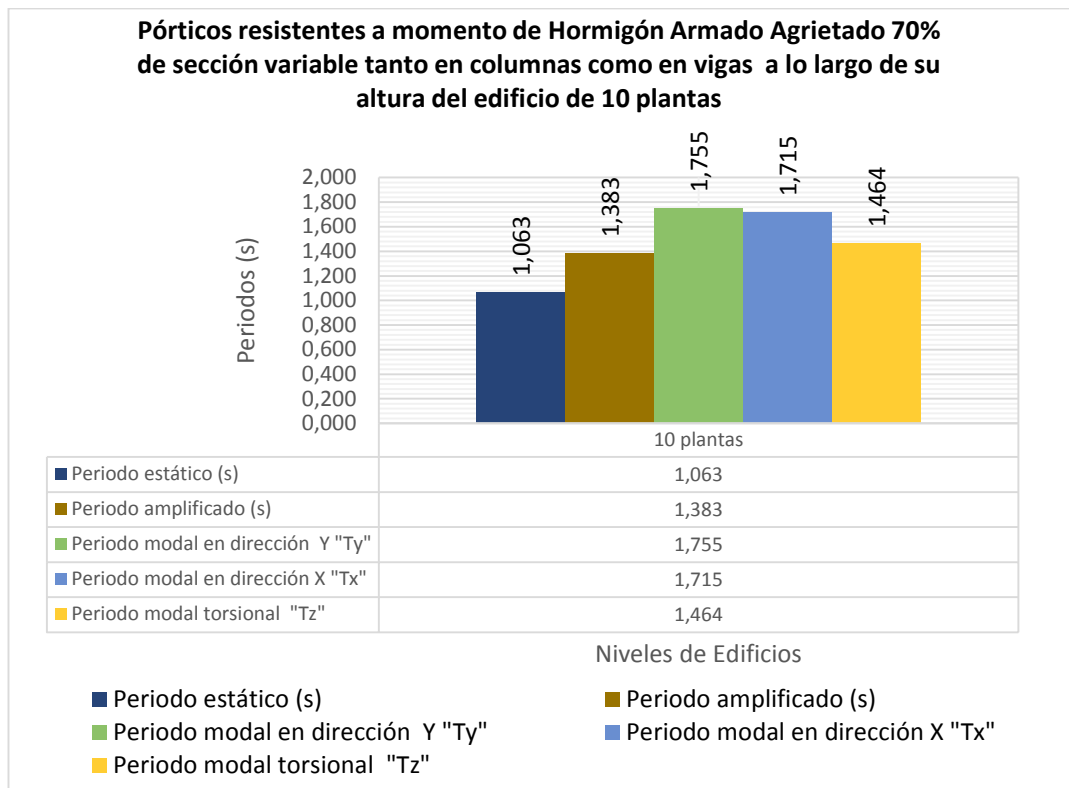
70%

**Tabla 100 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección	Periodo modal en dirección	Periodo modal torsional
10 plantas	1.063	1.383	1.755	1.715	1.464

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 125 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se observa en la gráfica, el edificio de 10 planta con columnas cuyas secciones disminuyen a partir de 5 piso correspondiente a un sistema estructural de pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

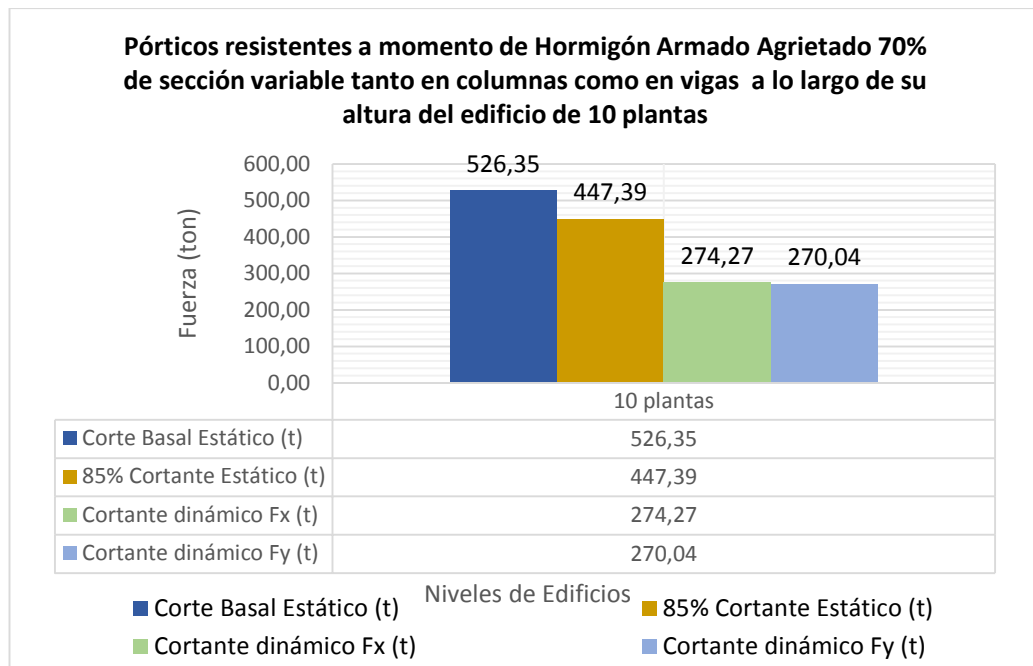
En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 101 Tabla Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
10 plantas	4735.20	0.111	526.35	447.39	274.27	270.04

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 126 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Al reducir las secciones de las columnas en los últimos 5 pisos, la masa sísmica reactiva también disminuye y con ello los cortes obtenidos por el análisis dinámico  $F_x$  y  $F_y$ , además se nota que los valores de los cortes obtenidos por el análisis dinámicos de asemejan mucho entre sí.

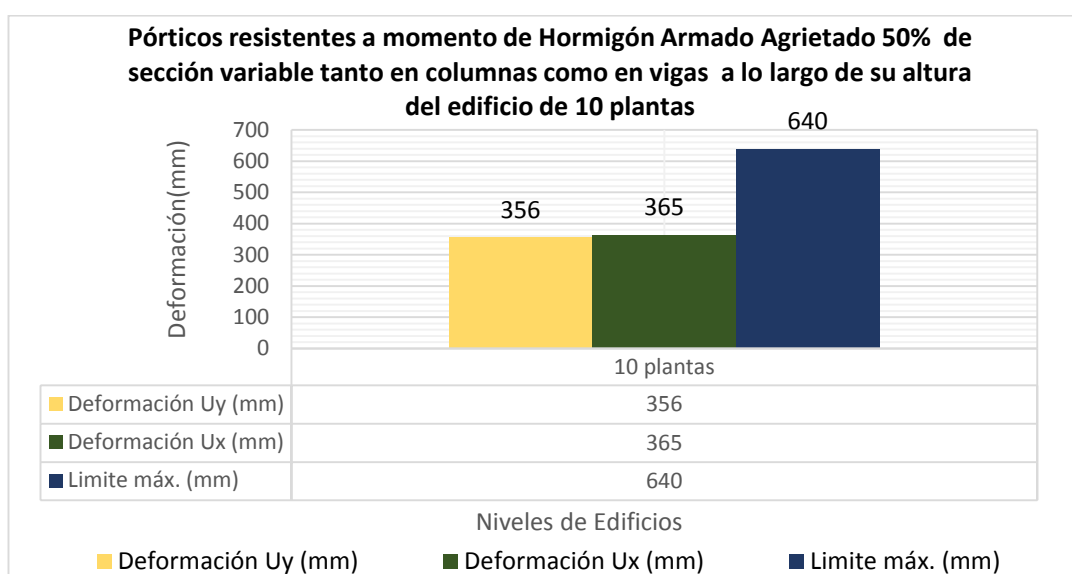
#### 4.6.3.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50%

**Tabla 102** Tabla Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)
10 plantas	447.39	447.39	356	365	640

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 127** Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 10 plantas



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50%, se determina la deformaciones del edificio respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es mayor por la forma de la estructura, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  se asemejan mucho.

#### **4.6.4 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección constante en edificio de 10 plantas**

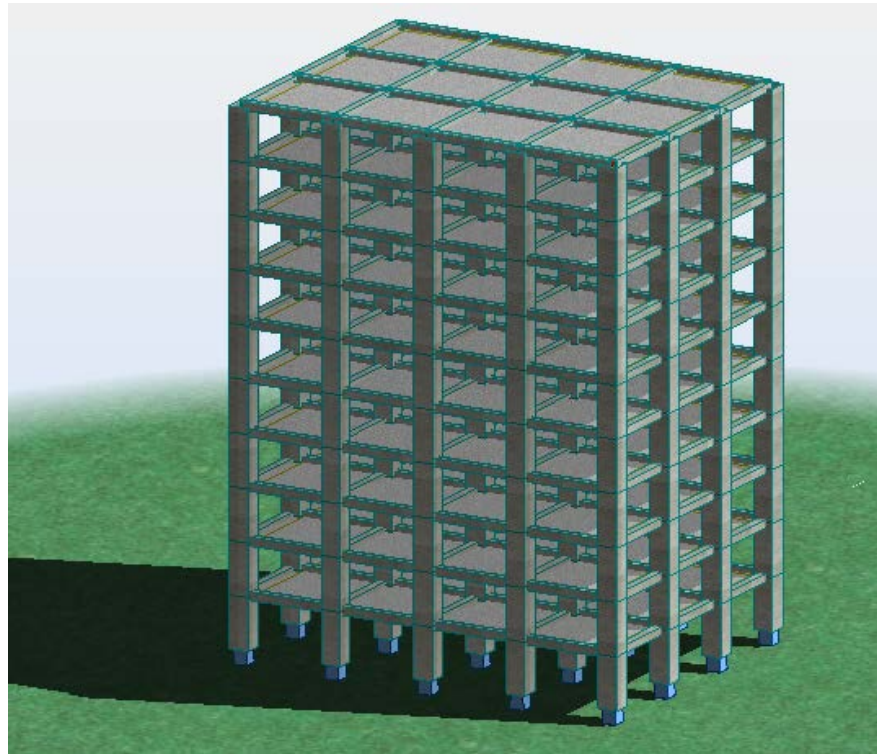
En este análisis de rigidez se procede a modificar las secciones de las columnas, utilizando el edificio de 10 plantas con las mismas características mostradas anteriormente con el fin de estudiar su influencia con respeto a periodos naturales de vibración, corte basal y deformaciones.

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.25	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 128 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar se realizara un estudio individual del edificio de 10 plantas para cada secciones de vigas y columnas como se aprecia en la tabla.

**Tabla 103 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
10 plantas	50 x 50	60 x 60	3224.16	1080.00	864.00
	50 x 50	80 x 80	3654.24	1080.00	864.00
	50 x 50	100 x 100	4207.20	1080.00	864.00
	50 x 50	120 x 120	4883.04	1080.00	864.00
	50 x 50	150 x 150	6127.20	1080.00	864.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



#### 4.6.4.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

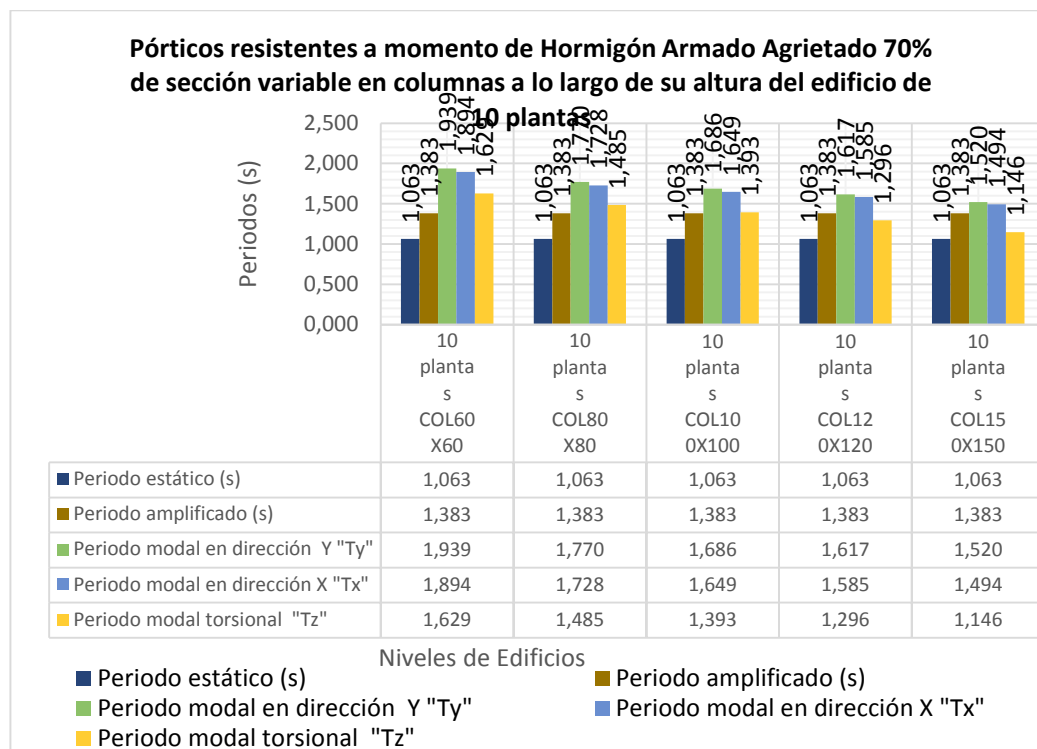
70%

**Tabla 104 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
10 plantas	1.063	1.383	1.939	1.894	1.629
	1.063	1.383	1.770	1.728	1.485
	1.063	1.383	1.686	1.649	1.393
	1.063	1.383	1.617	1.585	1.296
	1.063	1.383	1.520	1.494	1.146

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 129 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones en todas las estructuras, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

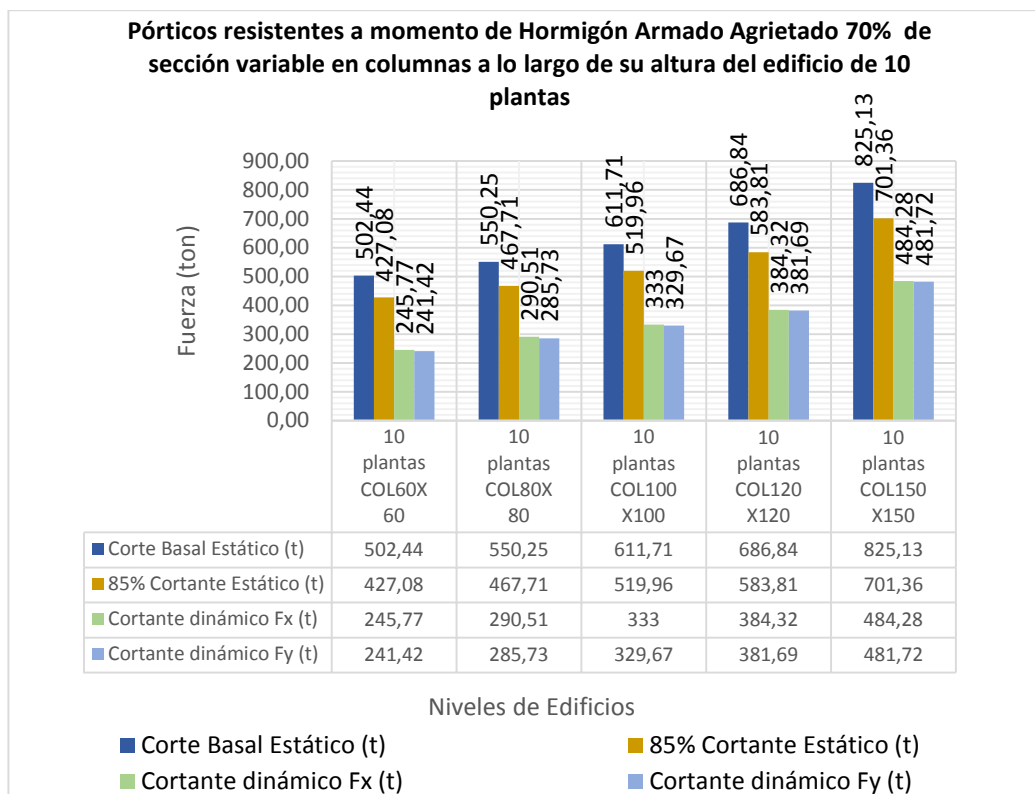
En el diagrama se puede apreciar, que mientras las secciones de las columnas aumentan el periodo natural de vibración disminuye, esto se da porque la estructura se hace más rígida y absorbe la energía producida por el sismo reduciendo su vibración.

**Tabla 105 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
10 plantas	4520.16	0.111	502.44	427.08	245.77	241.42
	4950.24	0.111	550.25	467.71	290.51	285.73
	5503.20	0.111	611.71	519.96	333.00	329.67
	6179.04	0.111	686.84	583.81	384.32	381.69
	7423.20	0.111	825.13	701.36	484.28	481.72

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 130 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

El incremento en las secciones de columnas aumenta los cortes estáticos y dinámicos puesto que el peso propio aumenta la masa sísmica reactiva, que está en función del mismo más la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.6.4.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

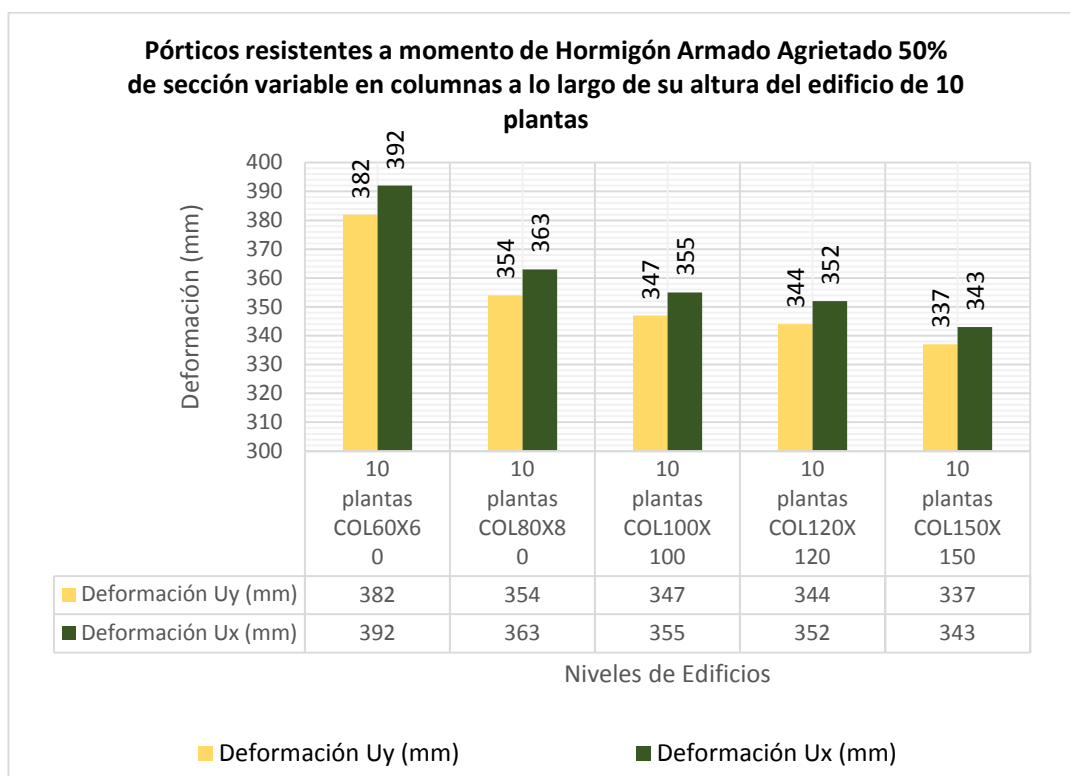
50%

**Tabla 106 Deformación en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)
10 plantas	427.08	427.08	382	392	640
	467.71	467.71	354	363	640
	519.96	519.96	347	355	640
	583.81	583.81	344	352	640
	701.36	701.36	337	343	640

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 131 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 10 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones de los edificio, respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

En el diagrama se puede apreciar, que mientras las secciones de las columnas aumentan las deformaciones disminuye, esto se da porque la estructura se hace más rígida y absorbe la energía la energía producida por el sismo reduciendo su deformación.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los casos, sin embargo, la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  se va reduciendo a medida que aumenta las secciones de las columnas del edificio de 10 plantas.

#### **4.6.5 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**

Para este análisis de rigidez, se procede a un estudio de una estructura con las mismas características mostradas anteriormente, sin embargo, se diferencia porque en este edificio de 10 plantas se cambia las secciones de las columnas.

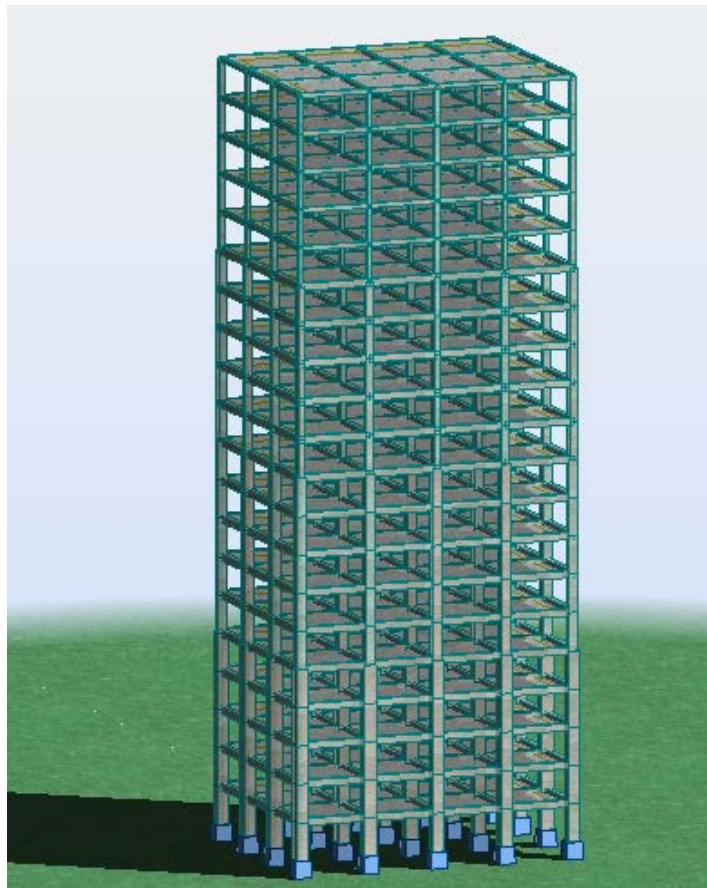
En los 5 primeros pisos se colocara columnas de 100x100 y en los pisos siguientes con columnas de 80x80, luego 60x60 y finalmente 40x40 las vigas se mantendrán con las dimensiones mostradas en la tabla.

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 132 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 107 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
20 plantas	30 x 40	40 x 40	7045.92	2160.00	1728.00
	50 x 60	60 x 60			
	50 x 60	80 x 80			
	50 x 60	100 x 100			

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

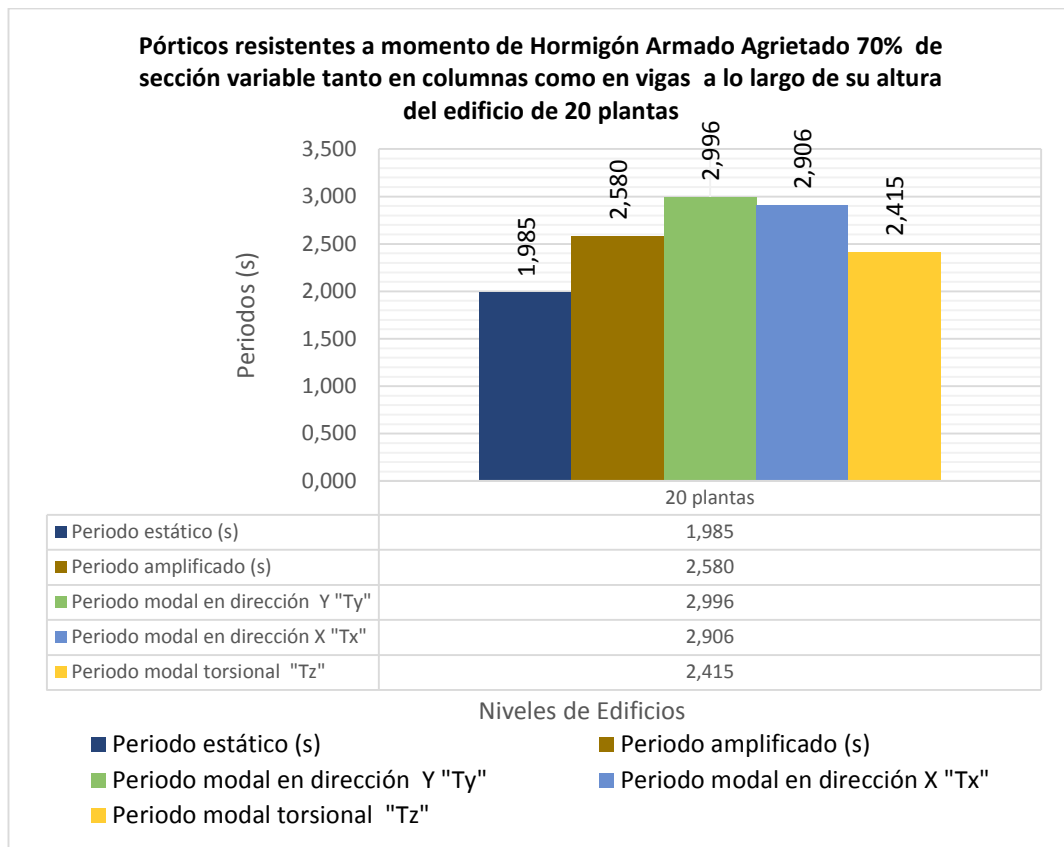
#### 4.6.5.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 70%

**Tabla 108 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
20 plantas	1.985	2.580	2.996	2.906	2.415

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 133 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se observa en la gráfica, el edificio de 20 planta con columnas cuyas secciones disminuyen a lo largo de su altura, correspondiente a un sistema estructural de pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

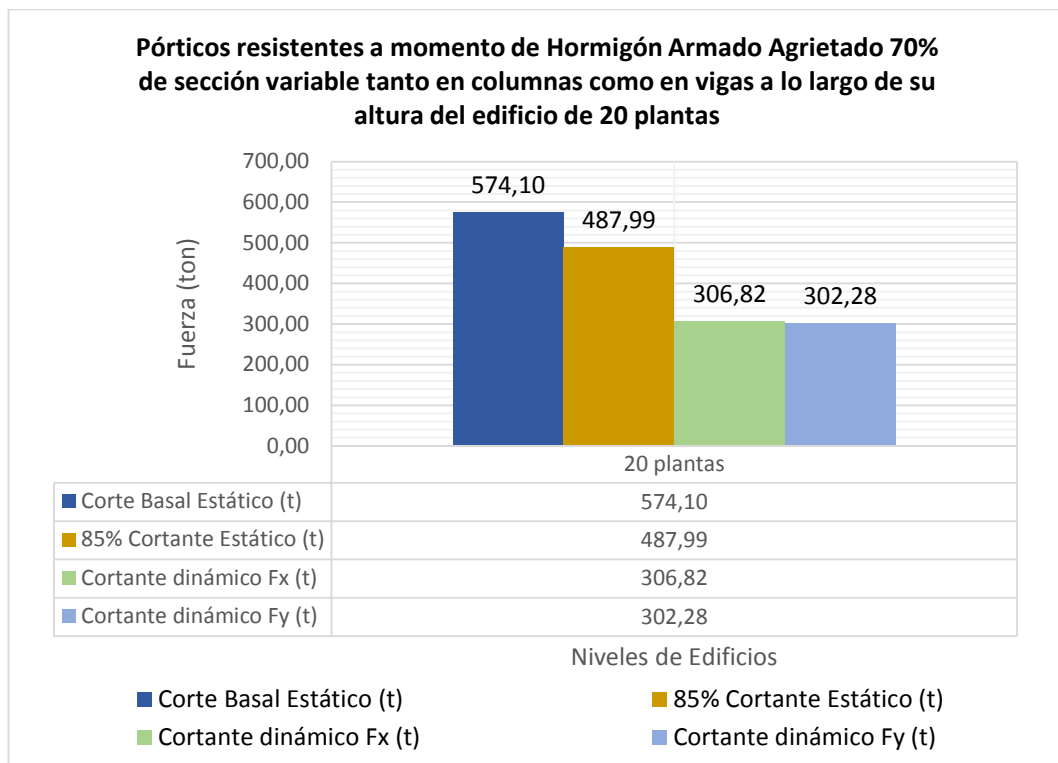


**Tabla 109 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
20 plantas	9637.92	0.060	574.10	487.99	306.82	302.28

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Grafico 134 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Como se redujo la sección de las columnas a medida que el edificio aumenta de plantas, la masa sísmica reactiva también disminuye y con ello los cortes obtenidos por el análisis dinámico  $F_x$  y  $F_y$ , además notamos que los valores de los cortes obtenidos por el análisis dinámicos de asemejan mucho entre sí.

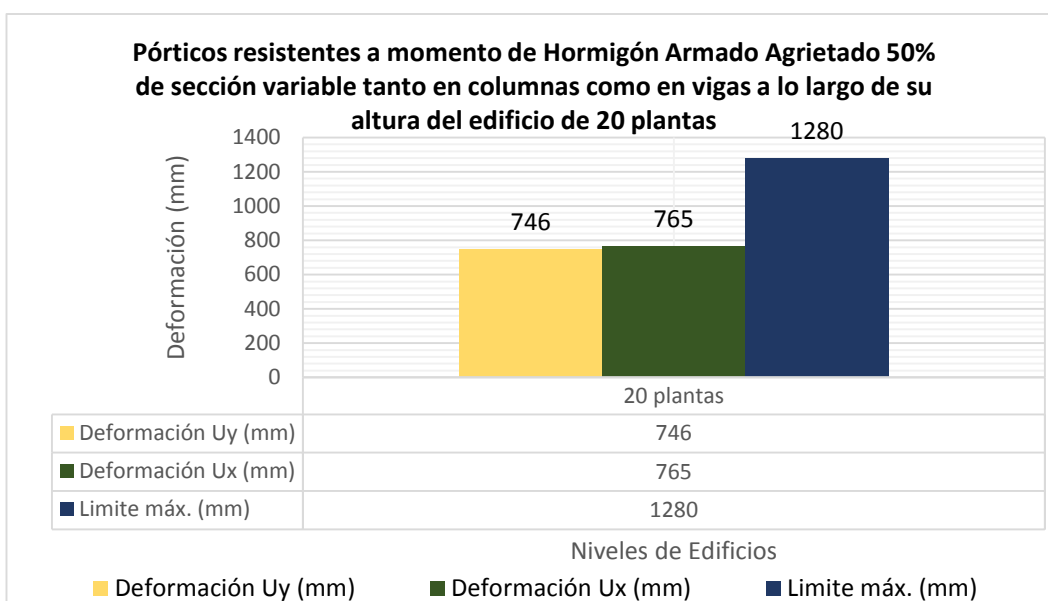
#### 4.6.5.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado 50%

**Tabla 110 Deformaciones en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
20 plantas	487.99	487.99	746	765	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 135 Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección variable a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó la deformaciones del edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es mayor por la forma de la estructura, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  se asemejan mucho.

#### **4.6.6 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con columnas de sección constante en edificio de 20 plantas**

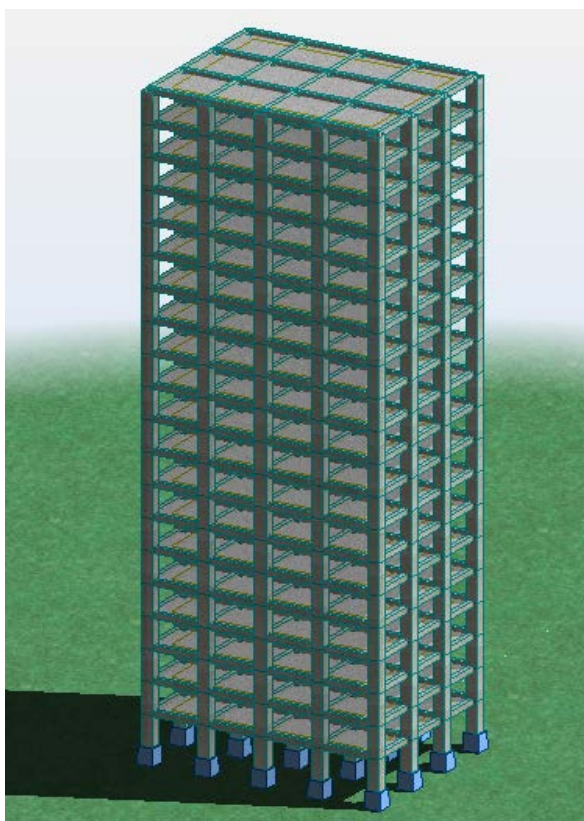
En este análisis de rigidez se procede a modificar las secciones de las columnas utilizando el edificio de 20 plantas con las mismas características mostradas anteriormente, con el fin de estudiar su influencia con respeto a periodos naturales de vibración, corte basal y deformaciones.

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas

Altura de Entre piso	3.2 m
losa maciza	15 cm
Área de planta	432 m <sup>2</sup>
carga viva	0.2 t
carga muerta	0.25 t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 136 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar se realizara un estudio individual del edificio de 20 plantas para cada secciones de vigas y columnas como se indica en la tabla.

**Tabla 111 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
20 plantas	50 x 60	60 x 60	6894.72	2160.00	1728.00
	50 x 60	80 x 80	7754.88	2160.00	1728.00
	50 x 60	100 x 100	8860.8	2160.00	1728.00
	50 x 60	120 x 120	10212.48	2160.00	1728.00
	50 x 60	150 x 150	12700.8	2160.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.6.6.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

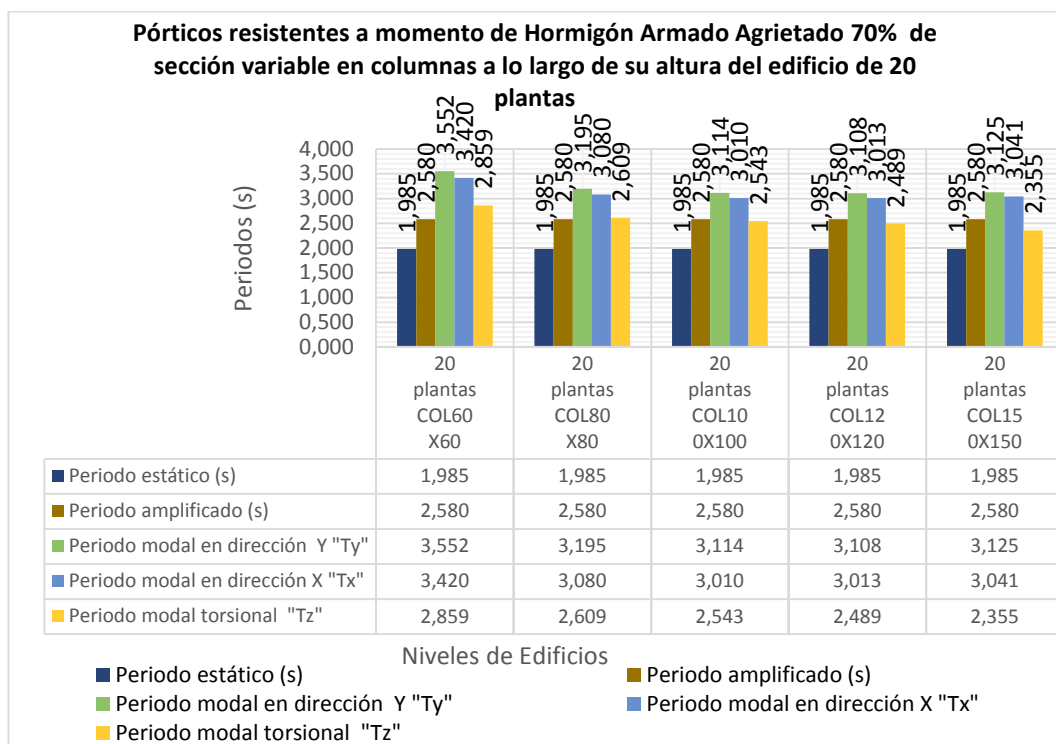
70%

**Tabla 112 Periodos de vibración para edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional
20 plantas	1.985	2.580	3.552	3.420	2.859
	1.985	2.580	3.195	3.080	2.609
	1.985	2.580	3.114	3.010	2.543
	1.985	2.580	3.108	3.013	2.489
	1.985	2.580	3.125	3.041	2.355

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 137 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración, con sus respectivas traslaciones en todas las estructuras, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

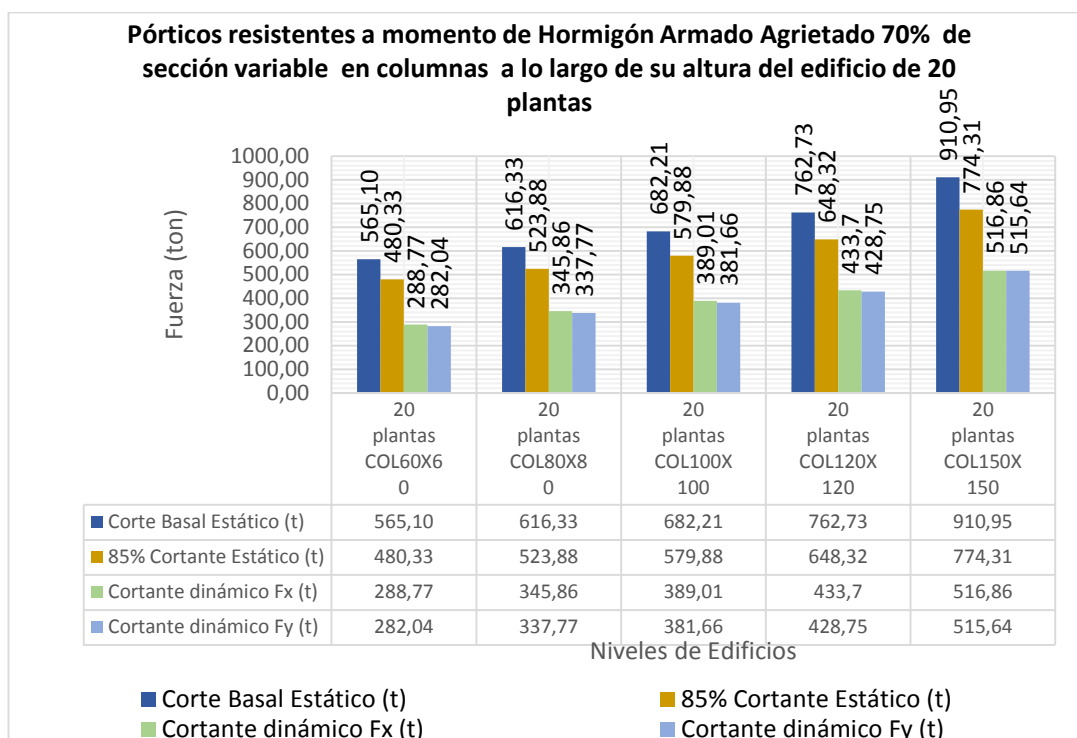
En este caso sucede algo en particular, se nota que en los edificios de columnas cuyas secciones son de 60x60 cm hasta 120x120 cm, sus periodos van disminuyendo a medida que se aumenta la sección de la columna, sin embargo, el edificio con secciones de 150x150 cm el periodo  $T_y$  aumenta de valor, esto se da por la altura de estructura y el peso del mismo, lo que aumenta considerablemente la fuerzas laterales y la altura no es suficiente para disipar la energía producida por el sismo, por ende las oscilación del edificio comienzan aumentar.

**Tabla 113 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
20 plantas	9486.72	0.060	565.10	480.33	288.77	282.04
	10346.88	0.060	616.33	523.88	345.86	337.77
	11452.8	0.060	682.21	579.88	389.01	381.66
	12804.48	0.060	762.73	648.32	433.7	428.75
	15292.8	0.060	910.95	774.31	516.86	515.64

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 138 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar, el diagrama de cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

El incremento en las secciones de columnas aumenta los cortes estáticos y dinámicos, puesto que el peso propio aumenta la masa sísmica reactiva quien está en función del mismo, más la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1.

#### 4.6.6.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

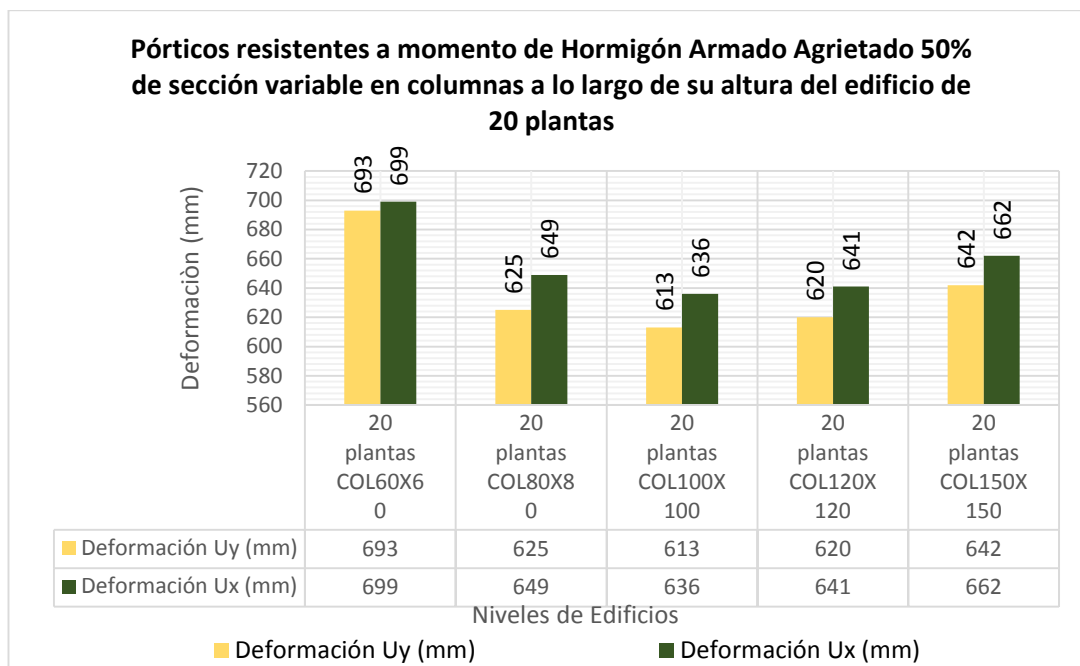
50%

**Tabla 114 la Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)
20 plantas	480.33	480.33	693	699	1280
	523.88	523.88	625	649	1280
	579.88	579.88	613	636	1280
	648.32	648.32	620	641	1280
	774.31	774.31	642	662	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 139 Deformación en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con columnas de sección constante a lo largo del edificio de 20 plantas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



Una vez agrietada las secciones estructurales al 50%, se determina las deformaciones de los edificio respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

De la misma manera en este caso sucede algo en particular, se nota que en los edificios de columnas cuyas secciones son de 60x60 cm hasta 100x100 cm sus deformaciones van disminuyendo a medida que se aumenta la sección de la columna, sin embargo, a partir del edificio con secciones de 120x120 cm las deformaciones comienzan aumentar, esto se da por la altura de estructura y el peso del mismo, lo que aumenta considerablemente la fuerzas laterales y la altura no es suficiente para disipar la energía producida por el sismo por ende las oscilación del edificio comienzan aumentar produciendo incremento en la deformación de la estructura.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los casos, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  se va aumentando a medida que incrementa las secciones de las columnas del edificio de 20 plantas.

#### **4.7 Pórtico resistente de hormigón armado alterando efectos de masa reactiva**

De igual manera en las estructuras se han usado parámetros necesarios para el diseño sismo resistente, en cuanto a la resistencia del hormigón armado correspondiente a  $280\text{kg/cm}^2$ , con el cual se determina el módulo de Elasticidad del concreto  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en

$\text{Kg/cm}^2$  se muestran a continuación:  $=15100\sqrt{f'c}$  [ $\text{kg/cm}^2$ ], sin embargo se ha considerado pertinente disminuir el módulo de elasticidad a la siguiente expresión:

$$E=11200\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El módulo de corte,  $G_c$  se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

$$G=E/2(\nu+1) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia del Hormigón $f'c$	280	$\text{kg/cm}^2$
Peso específico	2400	$\text{kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad $E$	187000	$\text{kg/cm}^2$
módulo de Poisson	0.2	
Módulo Corte $G$	77916.67	$\text{kg/cm}^2$

En cuanto al impacto producido por la variación de su masa en el comportamiento de la estructura, se propone aumentar la masa sísmica, es importante mencionar que según la NEC-11 la masa sísmica corresponde al peso propio, carga muerta y un 25% de la carga viva. Con estos aspectos se considera incrementar la carga muerta a 0.30 toneladas y 0.40 toneladas, con este análisis se busca estudiar la influencia de la masa en cuanto a periodos de vibración, corte basal y deformaciones.

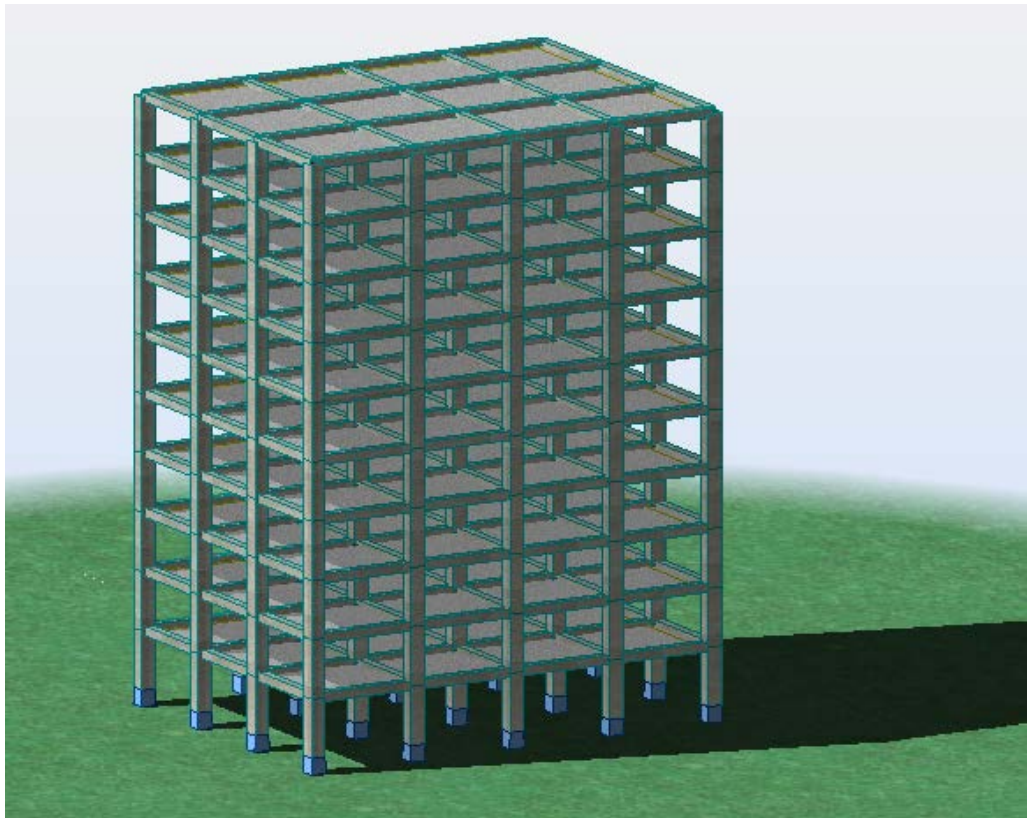
#### **4.7.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con carga muerta de 0.30 Toneladas**

Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.30 Toneladas

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.30	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 140 Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.30 Toneladas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 115 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.30 Toneladas**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	259.20	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	648.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1296.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.80	2592.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.7.1.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

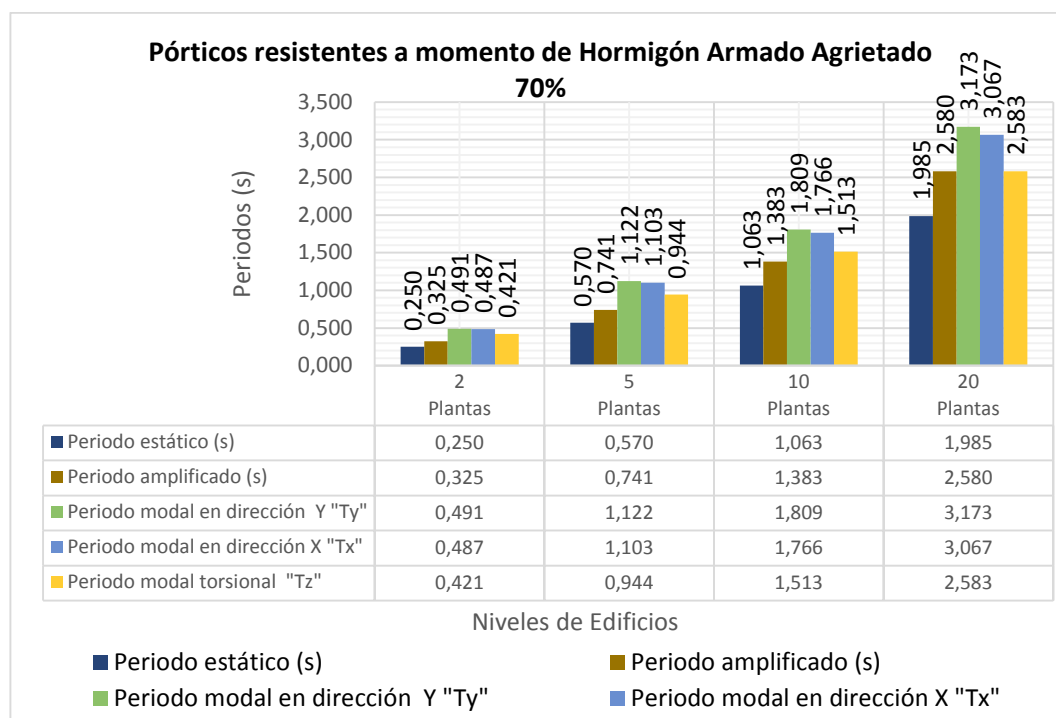
70%

**Tabla 116 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas**

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421
5 plantas	0.570	0.741	1.122	1.103	0.944
10 plantas	1.063	1.383	1.809	1.766	1.513
20 plantas	1.985	2.580	3.173	3.067	2.583

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 141 Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo incrementa a medida que los edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

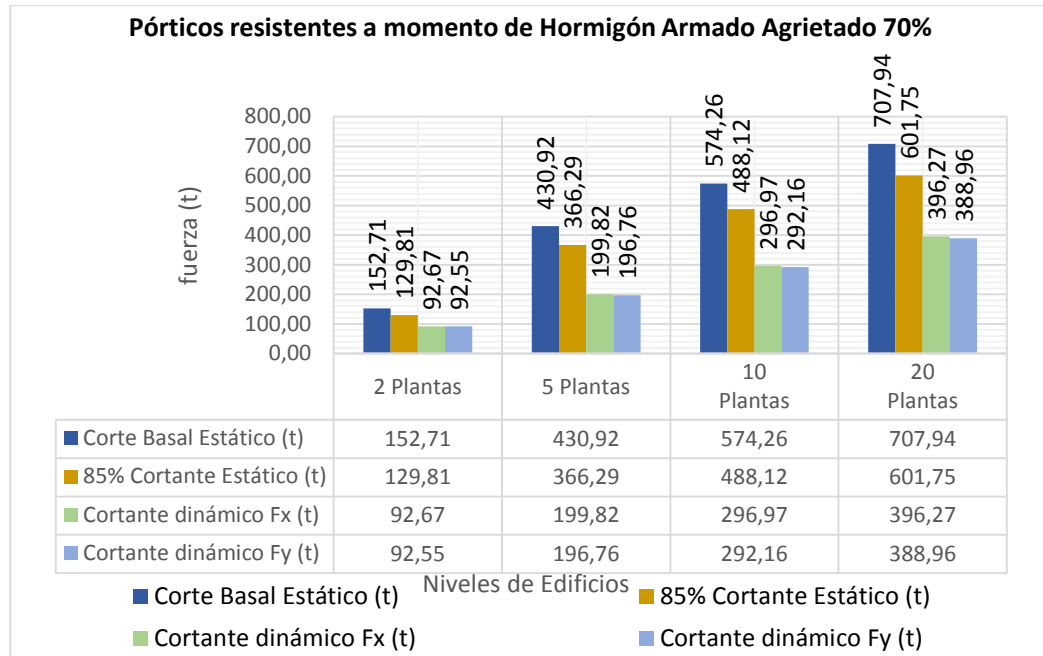
En este caso se usa el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones en todas las estructuras, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 117 Tabla Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	769.73	0.198	152.71	129.81	92.67	92.55
5 plantas	2172.00	0.198	430.92	366.29	199.82	196.76
10 plantas	5166.24	0.111	574.26	488.12	296.97	292.16
20 plantas	11884.8	0.060	707.94	601.75	396.27	388.96

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 142 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Con un aumento en la carga muerta a 0.30 toneladas, tiene una influencia en la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1, lo que da como resultado un aumento en el cortante estático y dinámico.

#### 4.7.1.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

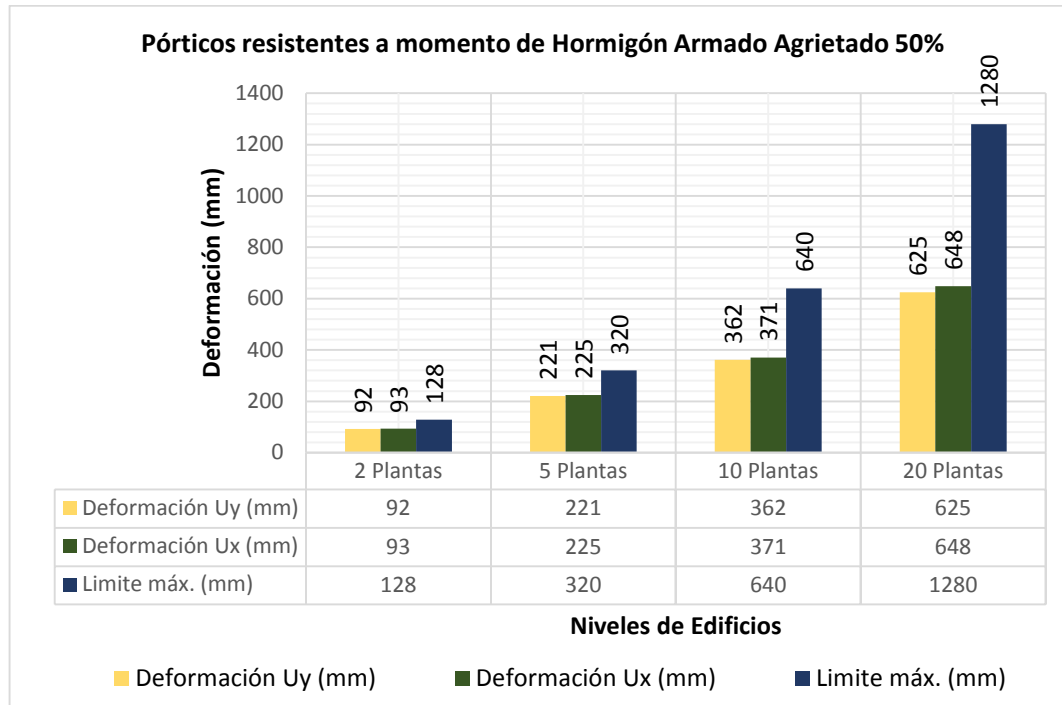
50%

**Tabla 118** Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	129.81	129.81	92	93	128
5 plantas	366.29	366.29	221	225	320
10 plantas	488.12	488.12	362	371	640
20 plantas	601.75	601.75	625	648	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 143** Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con carga muerta de 0.30 Toneladas



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietado las secciones estructurales al 50%, se determina las deformaciones de los edificio respetando el límite indicado en la NEC 2011, además de ajustar el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio.

#### **4.7.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado con carga muerta de 0.40 Toneladas**

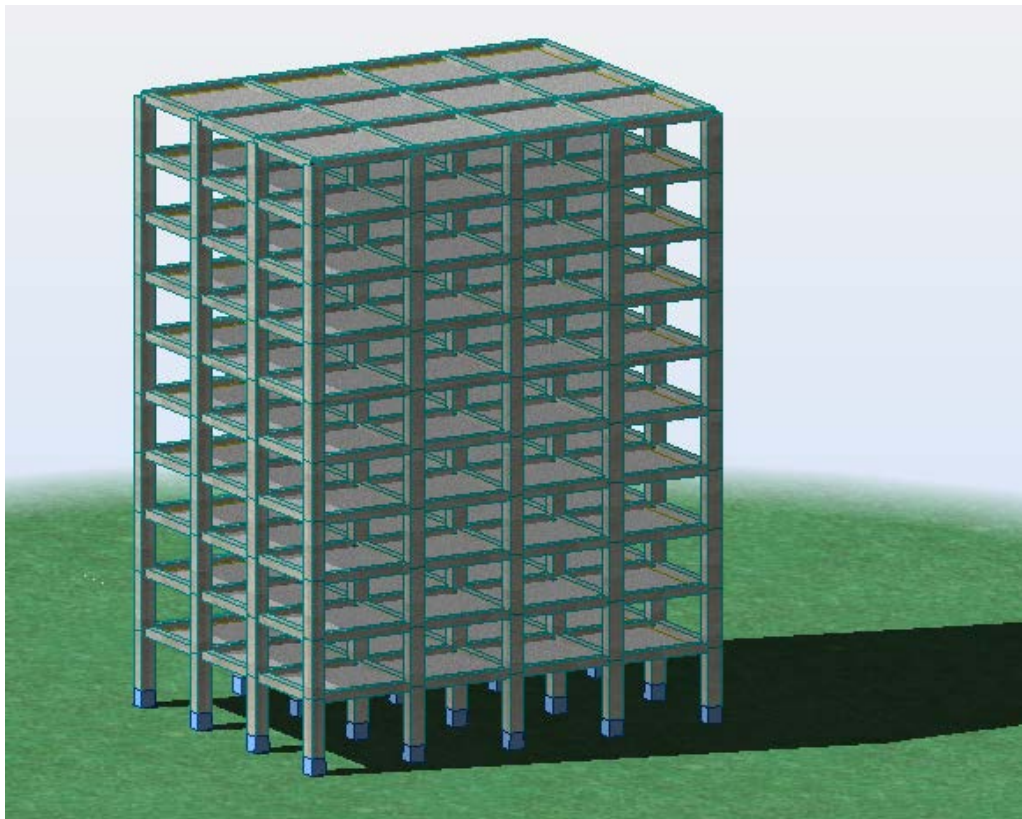
Parámetros: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.40 Toneladas

Altura de Entre piso	3.2	m
losa maciza	15	cm
Área de planta	432	m <sup>2</sup>
carga viva	0.2	t
carga muerta	0.40	t

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar



**Gráfico 144 Grafico Vista 3D: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.40 Toneladas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Tabla 119 Dimensionamiento: sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón con carga muerta de 0.40 Toneladas**

PLANTAS	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
2 plantas	30 x 40	40 x 40	467.33	345.60	172.80
5 plantas	40 x 50	50 x 50	1416.00	864.00	432.00
10 plantas	50 x 50	80 x 80	3654.24	1728.00	864.00
20 plantas	50 x 60	100 x 100	8860.8	3456.00	1728.00

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

#### 4.7.2.1 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

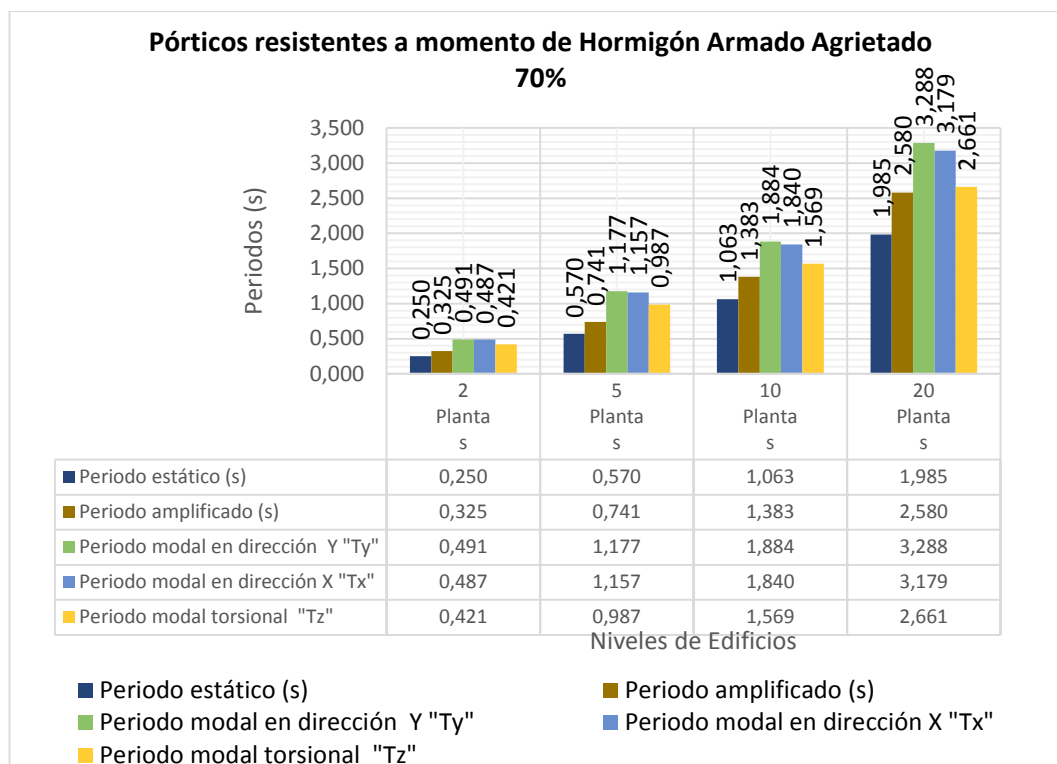
70%

**Tabla 120** Tabla Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas

SECCIONES AGRIETADAS 0.70	Periodo estático (s)		Periodo dinámico (s)		
PLANTAS	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"
2 plantas	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421
5 plantas	0.570	0.741	1.177	1.157	0.987
10 plantas	1.063	1.383	1.884	1.840	1.569
20 plantas	1.985	2.580	3.288	3.179	2.661

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 145** Periodos de vibración para edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar el periodo incrementa a medida que los edificio aumenta de tamaño, ya que se encuentra en función de su altura, además de los coeficientes correspondiente al sistema estructural usado, en este caso corresponden para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  según la NEC 2011, 2.7.2.2.1.

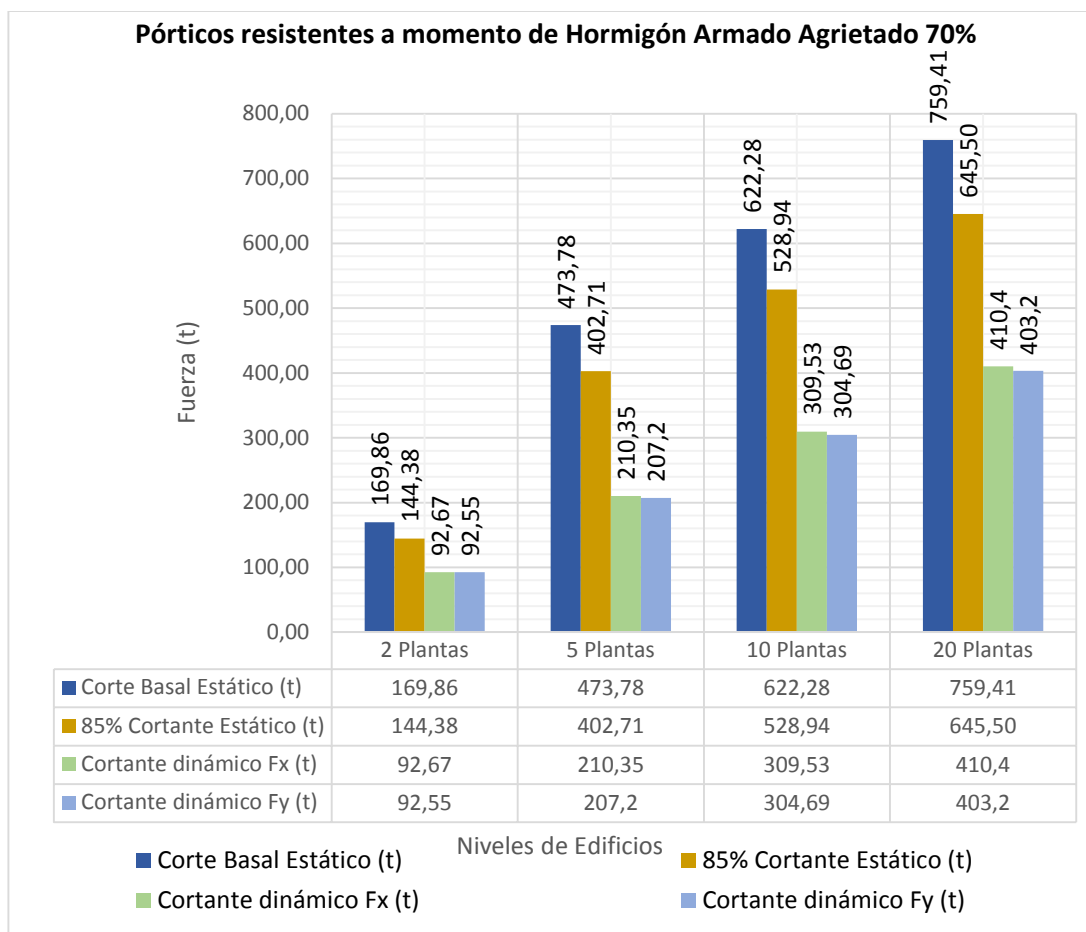
En este caso se usara el periodo amplificado, ya que el periodo dinámico es mayor en los tres modos fundamentales de vibración con sus respectivas traslaciones en todas las estructuras, cabe mencionar que la traslación pura a lo largo de la dirección Y es la de mayor magnitud por la forma rectangular del edificio con su lado menor a lo largo del eje Y.

**Tabla 121 Cortante estático y dinámico en edificios con pórticos resistentes a momento de hormigón armado para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas**

SECCIONES AGRIETADAS 70%			Cortante Estático		Cortante dinámico	
PLANTAS	Carga sísmica W (t)	Cs	Corte Basal Estático (t)	85% Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
2 plantas	856.13	0.198	169.86	144.38	92.67	92.55
5 plantas	2388.00	0.198	473.78	402.71	210.35	207.20
10 plantas	5598.24	0.111	622.28	528.94	309.53	304.69
20 plantas	12748.80	0.060	759.41	645.50	410.40	403.20

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 146 Cortante estático y dinámico en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z=0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas**



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Como se puede observar en el diagrama, el cortante obtenido por el análisis dinámico es inferior al cortante estático determinado por el código NEC 2011 en todos los niveles, con lo cual se debe ajustar mínimo al 80% al cortante estático por tratarse de una estructura regular según NEC 2011, 2.7.7.8.

Con un aumento en la carga muerta a 0.40 toneladas, tiene una influencia en la masa sísmica reactiva el cual corresponde al peso propio mas la carga muerta y el 25% de la carga viva según la NEC 2011, 2.7.1.1, lo que da como resultado un aumento en el cortante estático y dinámico.

#### 4.7.2.2 Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado Agrietado

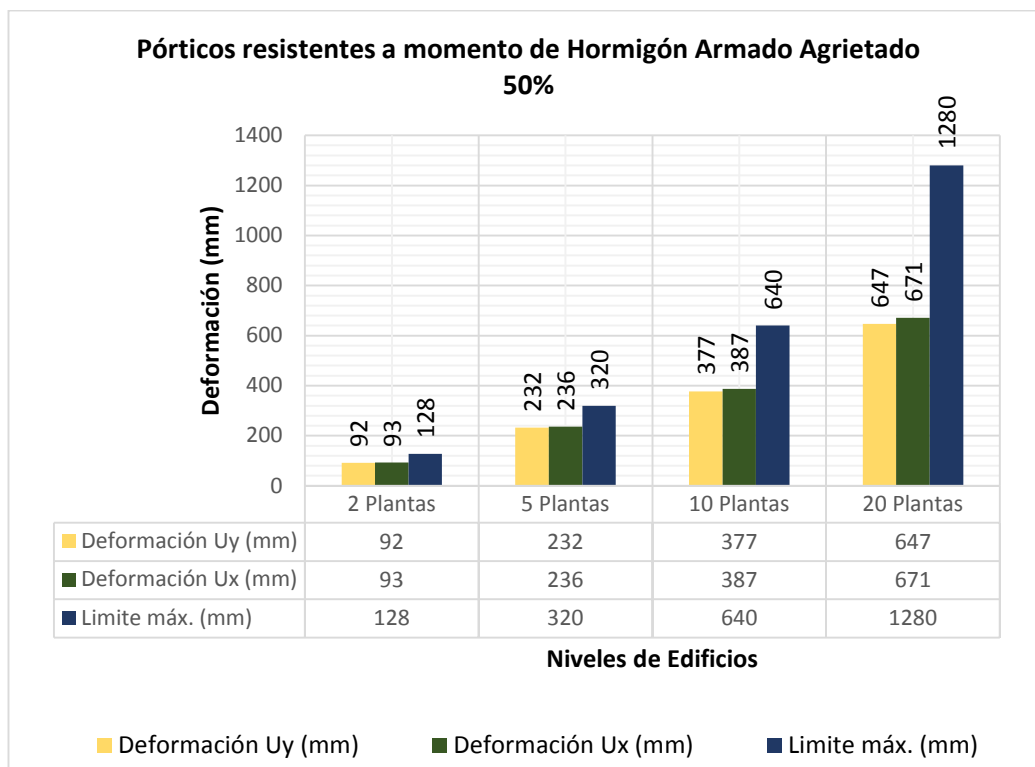
50%

**Tabla 122** Tabla Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas

SECCIONES AGRIETADAS 50%	Cortante Corregido		Deformación		
PLANTAS	Cortante dinámico $F_x$ (t)	Cortante dinámico $F_y$ (t)	Deformación $U_y$ (mm)	Deformación $U_x$ (mm)	Limite máx. (mm)
2 plantas	144.38	144.38	92	93	128
5 plantas	402.71	402.71	232	236	320
10 plantas	528.94	528.94	377	387	640
20 plantas	645.50	645.50	647	671	1280

Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

**Gráfico 147** Deformaciones en edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momento para un suelo tipo C con factor  $Z= 0.4g$  con carga muerta de 0.40 Toneladas



Fuente: Elaborado por Gabriel Salazar

Una vez agrietada las secciones estructurales al 50% se determinó las deformaciones de los edificio siempre respetando el límite indicado en la NEC 2011, además se ajusta el corte dinámico al obtenido en los edificios agrietados al 70% , como el corte basal estático predominó se corrigió al dicho corte.

Como se puede observar la deformación  $U_y$  es la mayor en todos los niveles de edificios, sin embargo la diferencia entre deformaciones  $U_x$  y  $U_y$  va aumentando a medida que aumenta las plantas del edificio.

## **CAPITULO V ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **5.1 Análisis de edificios de 2 plantas**

Los análisis que se van a describir a continuación, son los resultados obtenidos en el edificio de 2 plantas para cada caso, donde se realiza comparaciones de resultados con el fin de hallar conclusiones y recomendaciones, basándonos en las gráficas donde se resume todo el estudio realizado para dicha estructura.

- En este punto se analiza el efecto que produjo la reducción en el módulo elástico, como se sabe que la rigidez de la estructura esta función de módulo de elasticidad se verifica la influencia sobre los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 2 plantas

Se observa que a medida que disminuye el módulo elástico el periodo natural de vibración aumenta de valor, esto se da porque la estructura pierde rigidez y se hace más flexible, por ende en presencia de un sismo una estructura flexible tiende a vibrar más.

En cuanto al cortante basal una disminución en el módulo elástico no representa ningún efecto para un edificio hormigón armado de 2 plantas, al tener un edificio de baja altura no se puede disipar la energía producida por el sismo y por ende el cortante dinámico se mantiene en un mismo valor.

Se observa que las deformaciones aumentan a medida que el modulo elástico disminuye, ya que la estructura se vuelve más flexible y por ende aumentan sus deformaciones.

- En este punto se analiza el cambio de orientación en las columnas, como se recuerda, los edificios inicialmente son de sección cuadrada, los cuales, se altera a secciones rectangulares orientando sus bases paralelas para cada eje, dicho esto se procede analizar el efecto producido en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 2 plantas

Se observa que el periodo de vibración aumenta significativamente en el eje paralelo al lado menor de las columnas, ya que pierde rigidez por reducción en la inercia de la columna según cual sea su eje.

Se nota que los periodos obtenidos con columnas con sección rectangular son muy superiores a los obtenidos por columnas cuadradas a pesar de la forma del edificio especialmente en el eje donde existe menor inercia de columnas.

Con respecto al corte basal sucede lo opuesto al periodo, es decir, el cortante dinámico aumenta en el eje donde exista mayor inercia en las columnas.

Pese a que aumenta la inercia en las columnas de secciones rectangulares en ambos casos sus cortes dinámicos están por debajo al hallado con columnas cuadradas.



En cuanto a las deformaciones se observa que aumentan significativamente en el eje con menor rigidez, tanto que excede el límite permitido por la NEC 2011, lo cual no sucede usando columnas cuadradas.

- Finalmente se analiza el incremento en la masa sísmica, se recuerda que se aumentó de 0.25 toneladas de la carga muerta a 0.30 y 0.40 toneladas con el fin de verificar el impacto que produce en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 2 plantas

Se observa que los periodos de vibración se mantienen pese a que se aumenta la carga muerta en la estructura, ya que por tratarse de un edificio de baja altura la carga no representa gran influencia.

Se nota que los cortantes obtenidos por el análisis dinámico mantienen su valor, pese a que se aumenta la carga muerta en la estructura, ya que por tratarse de un edificio de baja altura la carga no representa mayor influencia.

De la misma manera se observa que las deformaciones se mantienen, pese a que, aumenta la carga muerta en la estructura, ya que por tratarse de un edificio de baja altura la carga no representa mayor influencia.

Tabla 123 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70%

EDIFICIOS DE 2 PLANTAS AGRIETADO 70 %														
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.386	0.382	0.330	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.416	0.412	0.356	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.423	0.419	0.362	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.439	0.435	0.376	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.456	0.451	0.390	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.473	0.468	0.405	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.509	0.505	0.436	0.198	144.14	122.52	92.67	92.55
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BXh	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.347	0.779	0.357	0.198	144.14	122.52	64.57	88.10
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.783	0.343	0.412	0.198	144.14	122.52	88.21	64.20
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM= 0.30 t	467.33	259.20	172.80	769.73	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421	0.198	152.71	129.81	92.67	92.55
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM= 0.40 t	467.33	345.60	172.80	856.13	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421	0.198	169.86	144.38	92.67	92.55

Gráfico 148 Resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración

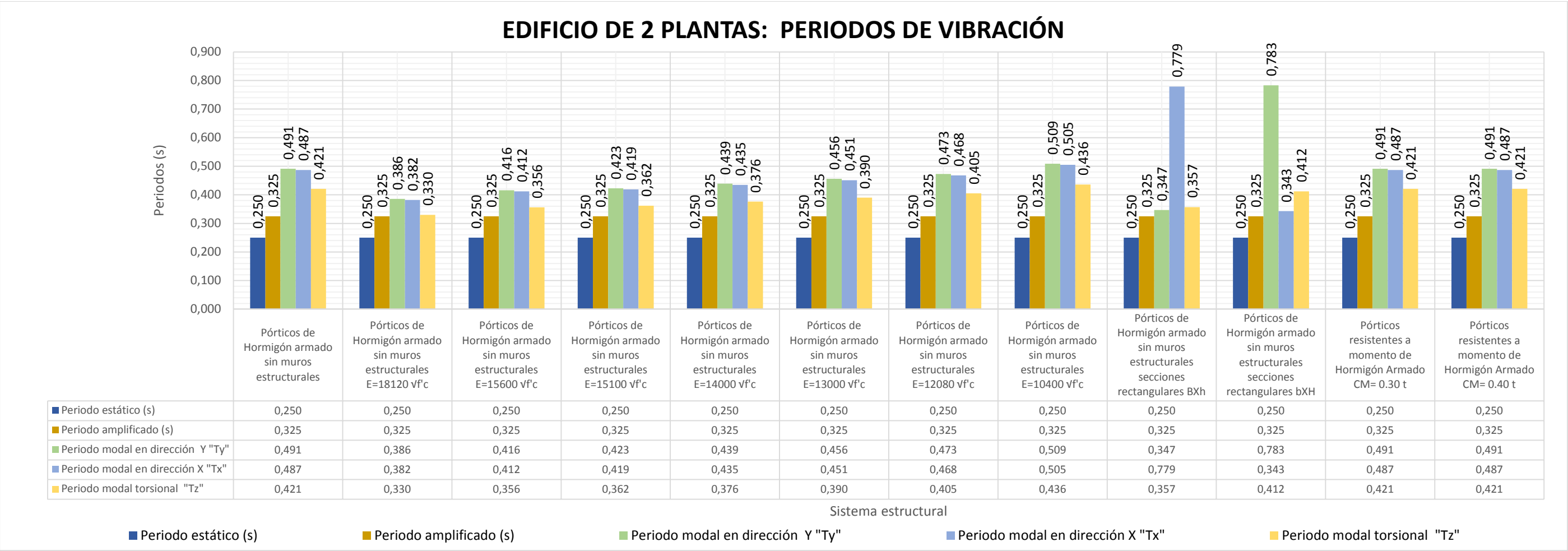


Gráfico 149 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico

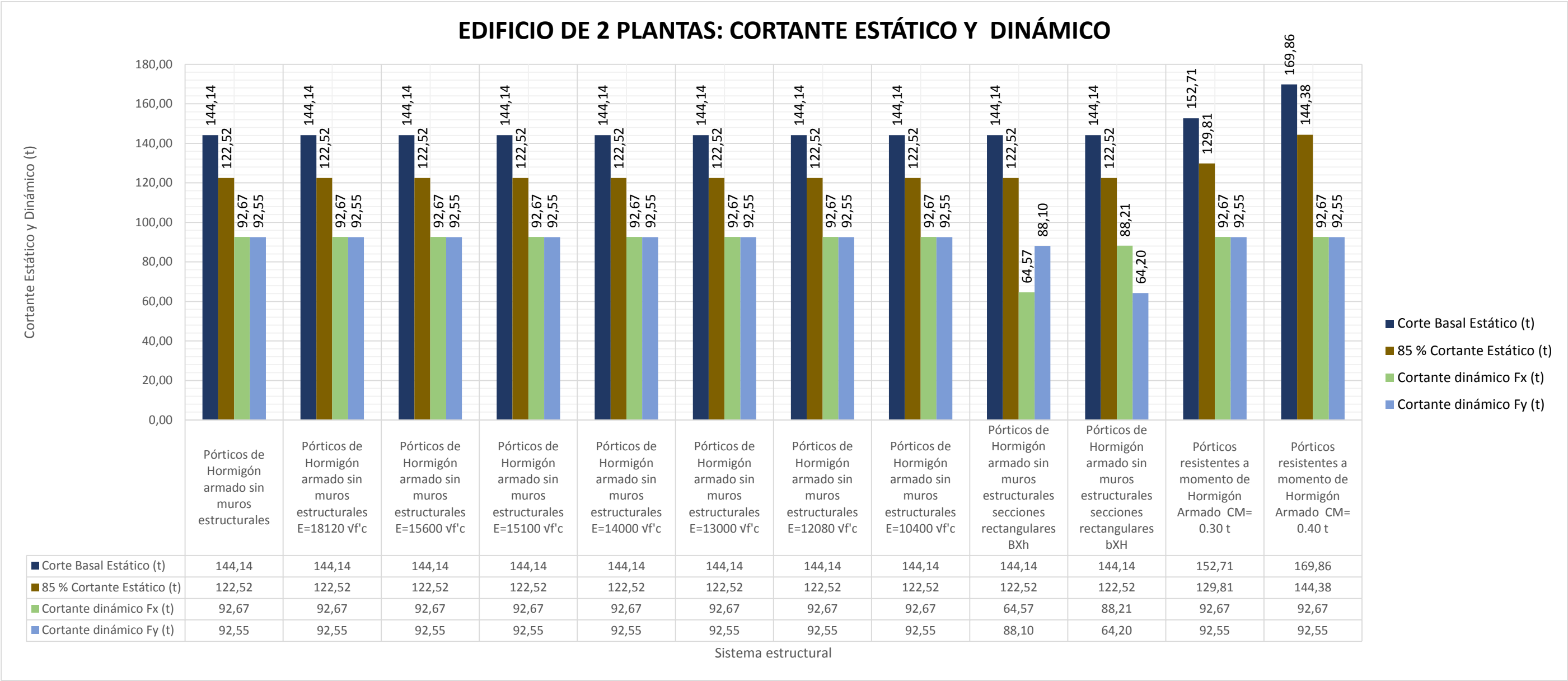
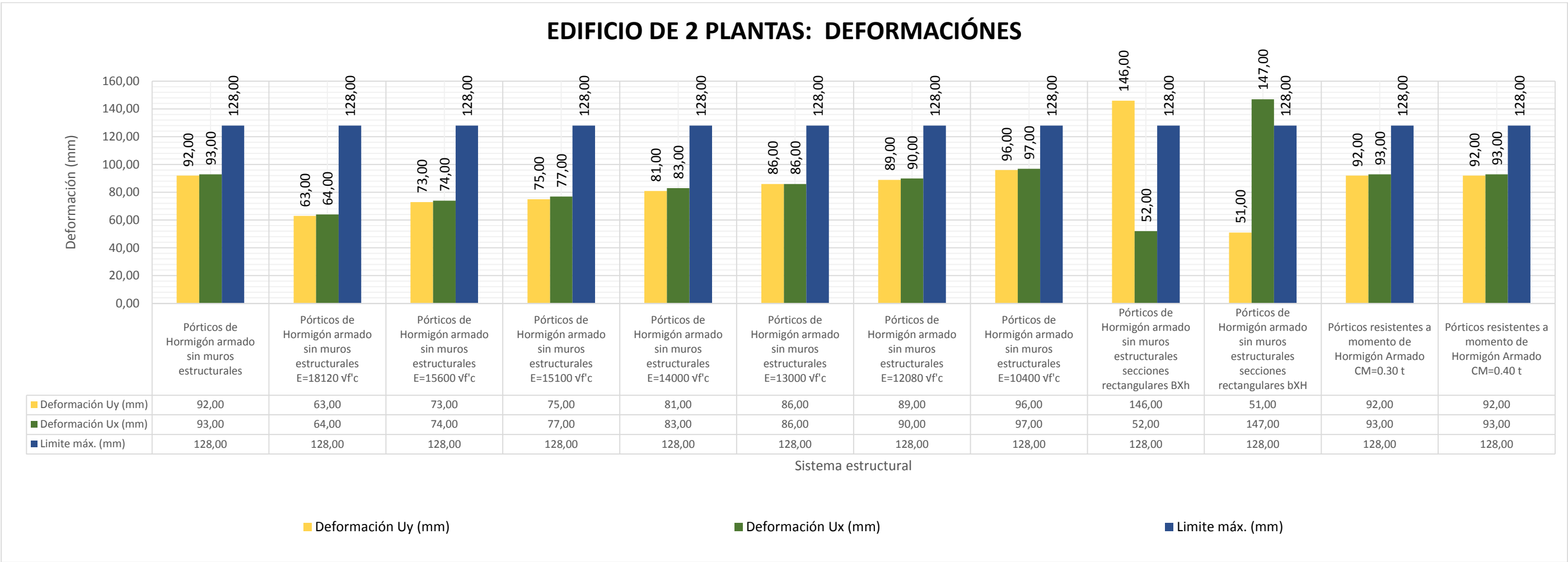


Tabla 124 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 50%

EDIFICIOS DE 2 PLANTAS AGRIETADO 50 %																	
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Límite máx. (mm)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.581	0.576	0.497	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	92.00	93.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.456	0.452	0.390	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	63.00	64.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.491	0.487	0.421	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	73.00	74.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.500	0.495	0.428	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	75.00	77.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.519	0.514	0.444	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	81.00	83.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.539	0.534	0.461	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	86.00	86.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.559	0.554	0.479	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	89.00	90.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vƒ'c	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.602	0.597	0.516	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	96.00	97.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BXh	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.409	0.921	0.422	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	146.00	52.00	128.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	467.33	216.00	172.80	726.53	0.250	0.325	0.926	0.405	0.487	0.198	144.14	122.52	122.52	122.52	51.00	147.00	128.00
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	467.33	259.20	172.80	769.73	0.250	0.325	0.581	0.576	0.497	0.198	152.71	129.81	129.81	129.81	92.00	93.00	128.00
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	467.33	345.60	172.80	856.13	0.250	0.325	0.581	0.576	0.497	0.198	169.86	144.38	144.38	144.38	92.00	93.00	128.00

Gráfico 150 resumen de edificios de 2 plantas agrietadas 50%: Deformaciones



## 5.2 Análisis de edificios de 5 plantas

Los análisis que se van a describir a continuación son los resultados obtenidos para el edificio de 5 plantas para cada caso, donde se realiza comparaciones de resultados con el fin de hallar conclusiones y recomendaciones, basándonos en las gráficas donde resume todo el estudio realizado para dicha estructura.

- En primer lugar se analiza el uso de muros de corte, como se muestra en la gráfica, se resume el análisis para cada ubicación muros con el fin comparar y revisar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura.

Se observa que los periodos de vibración se reducen notablemente, sin embargo el que presenta un mejor comportamiento es la primera ubicación de confinamiento desde las esquinas ya que controla eficientemente las traslaciones puras tanto en x como en y, seguido de la ubicación central de muros el cual tiene un buen desempeño controlando el periodo  $T_x$  lo cual no sucede en el periodo  $T_y$ , sin embargo ambos están por debajo del periodo estático, lo cual se considera un buen comportamiento. Finalmente la ubicación de muros en los extremos laterales de la estructura presenta el mejor control del periodo  $T_x$ , pero un regular control del periodo  $T_y$  aunque ambos están por debajo del periodo estático.

En cuanto al corte basal obtenido por el análisis dinámico se observa un importante aumento, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al incluir muros. Se observa que la ubicación más eficiente es el confinamiento desde las esquinas, ya

que sus valores son muy cercanos al corte estático. En cambio en las demás se incrementa el corte en dirección x ya que aquí es donde existe mayor rigidez.

De igual manera ubicando los muros en las esquinas se obtiene deformaciones parecidas tanto en el eje x como en y, en cambio en las otras ubicaciones existe una reducción importante en el eje x, sin embargo el “eje y” aumenta considerablemente, en especial cuando ubicamos los muros desde el exterior del edificio.

- A continuación se analiza las estructuras de acero correspondiente al edificio de 5 plantas, en este punto se considera la ubicación de riostras con el fin compararlos y revisar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura

En primer lugar se observa que una estructura de acero tiene periodos de vibración más altos que en un edificio de hormigón armado, lo cual es lógico ya que una estructura de acero se caracteriza por ser liviano y por ende más flexible.

Se observa que los periodos de vibración se reducen notablemente, pero el que presenta un mejor comportamiento es la ubicación de riostras en forma de “V invertida”, sin embargo sus valores son casi similares a los demás, por lo cual se recomienda escoger la opción más económica.

En cuanto al corte basal obtenido por el análisis dinámico, se observa un importante aumento, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al colocar riostras. Se observa que por la forma rectangular de la estructura se requiere colocar más cantidad riostras en el eje x, lo cual notamos que en todas las ubicaciones aumenta

el corte  $F_x$  y sus valores son muy similares, sin embargo se considera que una estructura debe ser en lo posible liviana, la ubicación de riostras tres es la ideal.

En cuanto a las deformaciones se nota, que ubicar la riostra en forma de “V invertida” reduce con mayor eficiencia las deformaciones tanto en “ $u_x$ ” como en “ $u_y$ ” producidas por el sismo.

- En este punto se analiza el efecto producido por la reducción en el módulo elástico, como se sabe que la rigidez de la estructura esta función de módulo de elasticidad se verifica la influencia sobre los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 5 plantas

Se observa que a medida que disminuye el módulo elástico el periodo natural de vibración aumenta de valor, esto se da porque la estructura pierde rigidez y se hace más flexible, por ende en presencia de un sismo una estructura flexible tiende a vibrar más.

En cuanto al cortante basal una disminución en el módulo elástico, genera un decremento en el corte dinámico, donde se diferencia con el edificio de dos plantas donde se mantenían constantes los cortes dinámicos.

Se observa que las deformaciones aumentan a medida que el modulo elástico disminuye, ya que la estructura pierde rigidez y por ende aumentan sus deformaciones.

- En este punto se analiza el cambio de orientación en las columnas, como se recuerda, los edificios inicialmente son de sección cuadrada los cuales se alteraron a secciones rectangulares orientando sus bases paralelas para cada eje, dicho esto se procede analizar el impacto que produjo en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 5 plantas

Se observa que el periodo de vibración aumenta significativamente en el eje paralelo al lado menor de las columnas, ya que pierde rigidez por reducción en la inercia de la columna según cual sea su eje.

Se nota que los periodos obtenidos en la estructura con columnas de sección rectangular, son muy superiores a los obtenidos por columnas cuadradas a pesar de la forma del edificio.

Con respecto al corte basal sucede lo opuesto al periodo, es decir, el cortante dinámico aumenta en el eje paralelo al lado mayor de las columnas, ya que existe mayor inercia en la columna.

En el eje donde exista mayor inercia de columnas de secciones rectangulares sus cortes dinámicos se elevan superando a los hallados con edificio de columnas cuadradas.

En cuanto a las deformaciones se observa que aumentan significativamente en el eje menos rígido, sin embargo no exceden el límite permitido por la NEC 2011.

- Finalmente se analiza el incremento en la masa sísmica de 0.25 toneladas de la carga muerta a 0.30 y 0.40 toneladas, con el fin de verificar el impacto que produce en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 5 plantas



Se observa que los periodos de vibración aumentan, si se incrementa la carga muerta en la estructura, a diferencia del edificio de 2 plantas donde se mantienen.

Se nota que los cortantes obtenidos por el análisis dinámico aumentan su valor ya que se incrementa su masa sísmica en la estructura.

De la misma manera se observa que las deformaciones aumentan a medida que se aumenta sus cargas, lo que no sucede en el edificio de 2 plantas.

Tabla 125 resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70%

EDIFICIOS DE 5 PLANTAS AGRIETADO 70 %														
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.093	1.074	0.922	0.198	409.50	348.07	194.40	191.39
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	1968.96	540.00	432.00	2616.96	0.392	0.510	0.222	0.219	0.123	0.170	445.03	378.28	376.52	374.90
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	1830.72	540.00	432.00	2478.72	0.392	0.510	0.353	0.181	0.154	0.170	421.52	358.30	368.97	357.16
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	1830.72	540.00	432.00	2478.72	0.392	0.510	0.237	0.198	0.151	0.170	421.52	358.30	382.83	376.41
Pórticos de Acero estructural	459.31	540.00	432.00	1107.31	0.662	0.860	1.276	1.243	1.021	0.179	197.84	168.16	92.05	89.88
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	476.93	540.00	432.00	1124.93	0.584	0.759	0.607	0.465	0.332	0.170	191.30	162.61	173.49	151.84
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	470.68	540.00	432.00	1118.68	0.584	0.759	0.590	0.446	0.319	0.170	190.24	161.70	172.74	155.63
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	468.97	540.00	432.00	1116.97	0.584	0.759	0.590	0.510	0.340	0.170	189.95	161.46	183.01	155.33
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	0.858	0.844	0.724	0.198	409.50	348.07	243.97	239.87
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	0.925	0.909	0.780	0.198	409.50	348.07	227.24	223.51
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	0.940	0.924	0.793	0.198	409.50	348.07	223.77	220.11
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	0.977	0.960	0.824	0.198	409.50	348.07	215.94	212.46
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.014	0.996	0.855	0.198	409.50	348.07	208.57	205.25
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.051	1.033	0.887	0.198	409.50	348.07	201.55	198.38
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vf/c	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.133	1.114	0.956	0.198	409.50	348.07	188.06	185.19
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BXh	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	0.972	1.360	0.882	0.198	409.50	348.07	159.52	216.34
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.377	0.909	0.951	0.198	409.50	348.07	220.65	157.55
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	1416.00	648.00	432.00	2172.00	0.570	0.741	1.122	1.103	0.944	0.198	430.92	366.29	199.82	196.76
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	1416.00	864.00	432.00	2388.00	0.570	0.741	1.177	1.157	0.987	0.198	473.78	402.71	210.35	207.20

Gráfico 151 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración

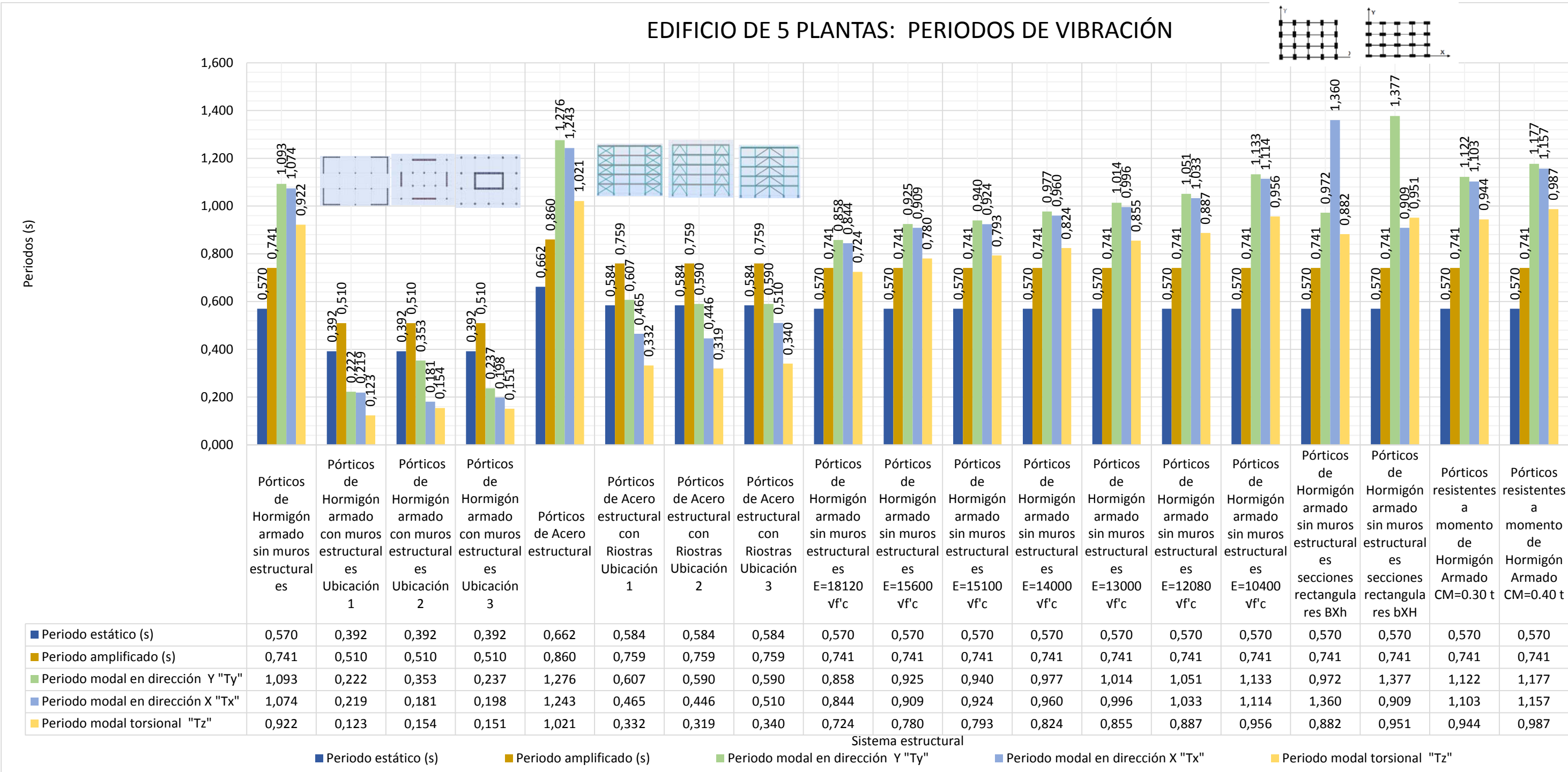


Gráfico 152 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico

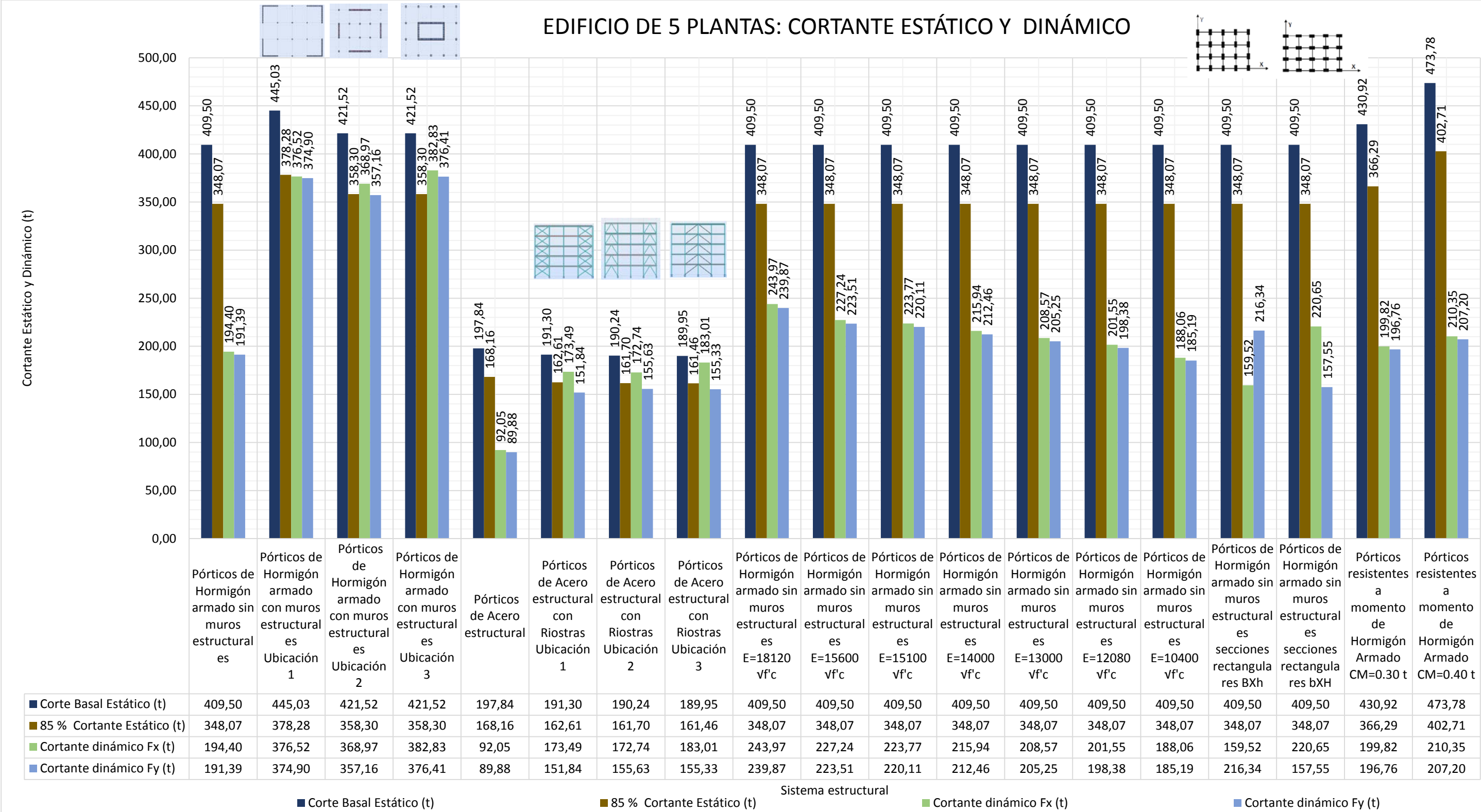
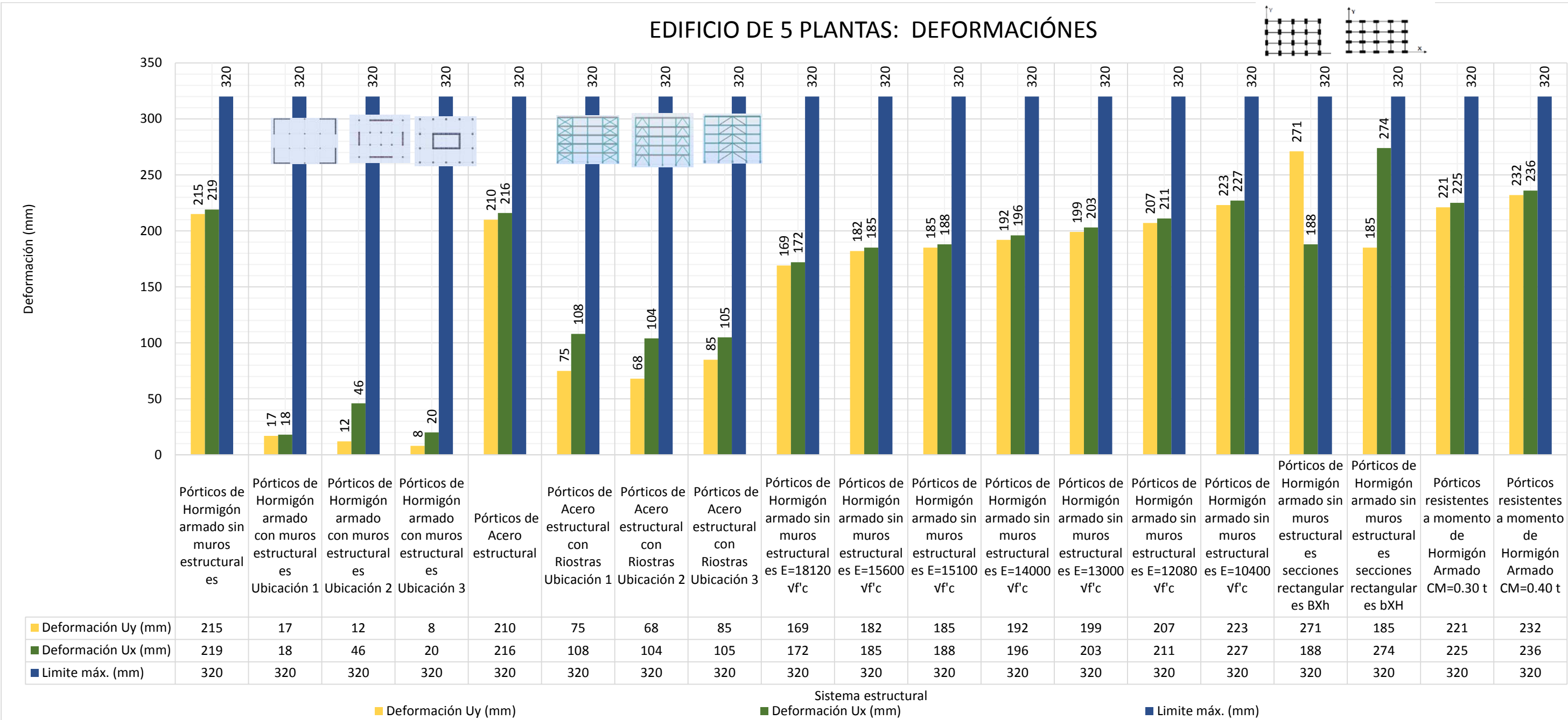


Tabla 126 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 50%

EDIFICIOS DE 5 PLANTAS AGRIETADO 50 %																	
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Límite máx. (mm)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.291	1.270	1.090	0.198	409.50	348.07	348.07	348.07	215	219	320
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	1968.96	540.00	432.00	2616.96	0.392	0.510	0.224	0.221	0.123	0.170	445.03	378.28	378.28	378.28	17	18	320
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	1830.72	540.00	432.00	2478.72	0.392	0.510	0.361	0.182	0.156	0.170	421.52	358.30	368.97	358.30	12	46	320
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	1830.72	540.00	432.00	2478.72	0.392	0.510	0.239	0.200	0.151	0.170	421.52	358.30	382.83	376.41	8	20	320
Pórticos de Acero estructural	459.31	540.00	432.00	1107.31	0.662	0.860	1.276	1.243	1.021	0.179	197.84	168.16	168.16	168.16	210	216	320
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	476.93	540.00	432.00	1124.93	0.584	0.759	0.607	0.465	0.332	0.170	191.30	162.61	173.49	162.61	75	108	320
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	470.68	540.00	432.00	1118.68	0.584	0.759	0.590	0.446	0.319	0.170	190.24	161.70	172.74	161.70	68	104	320
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	468.97	540.00	432.00	1116.97	0.584	0.759	0.590	0.510	0.340	0.170	189.95	161.46	183.01	161.46	85	105	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.014	0.997	0.856	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	169	172	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.093	1.075	0.922	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	182	185	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.111	1.092	0.938	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	185	188	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.154	1.135	0.974	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	192	196	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.198	1.178	1.011	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	199	203	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.243	1.222	1.049	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	207	211	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vFc	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.339	1.317	1.13	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	223	227	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares Bxh	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.095	1.607	1.043	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	271	188	320
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	1416.00	540.00	432.00	2064.00	0.570	0.741	1.628	1.074	1.125	0.1984	409.50	348.07	348.07	348.07	185	274	320
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	1416.00	648.00	432.00	2172.00	0.570	0.741	1.325	1.303	1.116	0.1984	430.92	366.29	366.29	366.29	221	225	320
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	1416.00	864.00	432.00	2388.00	0.570	0.741	1.3913	1.3679	1.167	0.1984	473.78	402.71	402.71	402.71	232	236	320

Gráfico 153 Resumen de edificios de 5 plantas agrietadas 50%: Deformaciones



### 5.3 Análisis de edificios de 10 plantas

A continuación se presentan los resultados obtenidos en el edificio de 10 plantas para cada caso, donde se realiza comparaciones de resultados con el fin de hallar conclusiones y recomendaciones en base a las gráficas, donde se resume todo el estudio realizado para dicha estructura.

- En primer lugar se analiza el uso de muros de corte, como se muestra en la gráfica se resume el análisis para cada ubicación muros con el fin compararlos, y revisar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura.

Inicialmente se analiza los periodos de vibración, el cual se reducen notablemente, sin embargo el que presenta un mejor comportamiento, es la primera ubicación de confinamiento desde las esquinas, ya que controla eficientemente las traslaciones puras tanto en “el eje x” como en “el eje y”, manteniéndose por debajo del periodo estático, luego ubicando los muros en el centro se obtiene un buen desempeño controlando el periodo  $T_x$ , lo cual no sucede en el periodo  $T_y$ , sin embargo ambos están por debajo del periodo estático. Finalmente la ubicación de muros en los extremos laterales de la estructura presenta un aceptable control del periodo  $T_x$ , pero en el periodo  $T_y$  pese a la colocación de los muros este excede al periodo estático.

Se nota que el corte basal obtenido por el análisis dinámico tiene un importante aumento, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al incluir muros. Se observa que la ubicación más apropiada es el confinamiento desde las esquinas

puesto que controla eficientemente tanto  $F_x$  como  $F_y$  manteniéndolos por debajo del mínimo permitido.

Finamente se observa que los muros ubicados en los extremos laterales, tiene menor cortante estático que el de ubicar en el centro, a pesar que ambas estructuras mantienen el mismo peso propio y por ende misma masa sísmica, la diferencia varían en que los muros laterales tiene menor factor “ $C_s$ ” ya que se utilizó el periodo amplificado para su determinación. En ambos casos se obtiene un excelente control sobre el corte  $F_y$ , no así sobre el corte  $F_x$  ya que se encuentran cerca del mínimo permitido del corte estático.

De igual manera ubicar muros en las esquinas, se obtiene deformaciones parecidas tanto en el “eje x” como en el “eje y”, en cambio en las otras ubicaciones existe una reducción importante en el eje x, sin embargo el eje y aumenta considerablemente, en especial cuando ubicamos los muros en los extremos del edificio.

- En este punto se analiza las estructuras de acero correspondiente al edificio de 10 plantas, para estos edificio también se considera la ubicación de riostras con el fin comparar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura de acero.

En primer lugar se observa que una estructura de acero, tiene periodos de vibración más altos que en un edificio de hormigón armado, lo cual es lógico ya que una estructura de acero se caracteriza por ser liviano y por ende más flexible.



En primer lugar se nota que los periodos de vibración se reducen notablemente con presencia de diagonales rigidizadoras, aunque los periodos superan por muy poco a los periodos estáticos, sin embargo el que presenta un mejor comportamiento es la ubicación de riostras en forma de “V invertida”, sin embargo sus valores son casi similares a los demás, por lo cual se recomienda escoger la opción más económica.

Es lógico que una estructura de acero, tenga menor cortante estático como dinámico a comparación de una estructura de hormigón, ya que el edificio de acero es mucho más liviano que un edificio de hormigón.

En cuanto al corte basal obtenido por el análisis dinámico se observa un importante aumento a comparación con la estructura sin riostras, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al colocar riostras. Se observa que por la forma rectangular de la estructura, se requiere colocar más cantidad riostras en el “eje x”, lo cual se nota que en todas las ubicaciones de riostra aumenta el corte  $F_x$ , cuyos valores son muy similares y además de se mantiene por debajo del mínimo del corte estático, sin embargo considerando que una estructura debe ser en lo posible liviana la ubicación de riostras número tres es la ideal.

En cuanto a las deformaciones se nota que ubicar la riostra en forma de “V invertida uniendo dos paneles” reduce con mayor eficiencia la deformación  $u_x$ , mientras que en la deformación  $u_y$  sus valores son similares a las demás ubicaciones de riostras.

- A continuación se analiza el efecto que produjo la reducción en el módulo elástico, como se sabe, la rigidez de la estructura esta función de módulo de

elasticidad, se verifica la influencia sobre los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 10 plantas

Se observa que a medida que disminuye el módulo elástico el periodo natural de vibración aumenta de valor, esto se da porque la estructura pierde rigidez y se hace más flexible, por ende en presencia de un sismo una estructura flexible tiende a vibrar más.

En cuanto al cortante basal una disminución en el módulo elástico genera un decremento en el corte dinámico

Se observa que las deformaciones aumentan a medida que el modulo elástico disminuye, ya que la estructura pierde rigidez y por ende aumentan sus deformaciones.

- En este análisis, se estudia el comportamiento considerando el cambio de orientación en las columnas, se recuerda que los edificios inicialmente son de sección cuadrada los cuales se alteraron a secciones rectangulares orientando sus bases paralelas para cada eje, dicho esto se procede analizar el impacto que produjo en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 10 plantas

Se observa que el periodo de vibración aumenta significativamente en el eje paralelo al lado menor de las columnas, ya que pierde rigidez por reducción en la inercia de la columna según cual sea su eje.

Se nota que los periodos obtenidos en el edificio con columnas de sección rectangular son levemente superiores a los obtenidos por columnas cuadradas a pesar de la forma del edificio.

Con respecto al corte basal sucede lo opuesto al periodo, es decir, el cortante dinámico aumenta en el eje donde existe mayor inercia en las columnas.

En el eje donde exista mayor inercia de columnas de secciones rectangulares sus cortes dinámicos se elevan, superando a los hallados con edificio de columnas cuadradas.

En cuanto a las deformaciones se observa, que aumentan en el eje menos rígido, sin embargo sus deformaciones se van aproximando, a los obtenidos en el edificio con columnas cuadas y además no exceden el límite permitido por la NEC 2011.

- En el análisis de rigidez en altura, se recuerda que se modeló estructuras variando la sección en las columnas, como se muestra en la gráfica existen edificios donde se mantiene una misma sección en toda la estructura, y otra donde se disminuye la sección de la columna a medida que aumenta de altura, explicado estos detalles se procede al análisis en cuanto a los periodos de vibración, cortante basal y deformaciones.

De la misma manera se analiza los resultados obtenidos en cuanto a los periodos de vibración. Se observa, que en los edificios cuyas secciones de columnas se mantienen constantes a lo largo de su altura, el periodo de vibración disminuye a medida que se aumenta las secciones, ya que el edificio se vuelve más rígido y pesado, sin embargo cuando disminuimos la sección a partir del quinto nivel, la estructura se vuelve rígida

en la parte inferior y flexible en la superior, lo cual da un equilibrio que permite reducir el valor del periodo de vibración con una estructura más liviana.

En cuanto al corte basal, se observa que las estructuras con columnas de sección constante, aumentan tanto el corte estático como dinámico a medida que incrementan de sección las columnas, ya que la estructura incrementa el peso propio, en cambio cuando reducimos las secciones a lo largo de la altura del edificio, el corte disminuye sin que la estructura sea demasiado flexible.

Finalmente se observa que las deformaciones disminuyen, cuando se aumenta de secciones en las columnas en toda estructura, ya que la estructura aumenta de peso y se vuelve rígida, sin embargo se obtiene un buen comportamiento cuando se trabaja con secciones de columnas variables al obtener una estructura más liviana con deformaciones similares, a la de una estructura con secciones constantes y rígida.

Una vez realizado el análisis completo de rigidez en altura, se considera que el uso de secciones variable en una estructura da como resultado un eficiente comportamiento de la estructura, ya que se obtiene un edificio liviano y por ende corte estático y dinámico menores, con periodos de vibración menores y deformaciones similares, a una estructura de columnas de sección constante a lo largo de su altura.

- Finalmente se analiza el incremento en la masa sísmica de 0.25 toneladas de la carga muerta a 0.30 y 0.40 toneladas con el fin de verificar el impacto que produce en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 10 plantas

Se observa que los periodos de vibración aumentan si se incrementa la carga muerta en la estructura.

Se nota que los cortantes obtenidos por el análisis dinámico aumentan su valor ya que se incrementa su masa sísmica en la estructura.

De la misma manera observamos que las deformaciones aumentan a medida que se aumenta sus cargas.

**Tabla 127 resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70%**

EDIFICIOS DE 10 PLANTAS AGRIETADO 70 %														
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.770	1.728	1.485	0.111	550.25	467.71	290.51	285.73
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	4760.16	1080.00	864.00	6056.16	0.659	0.857	0.587	0.587	0.339	0.170	1029.89	875.41	751.54	751.02
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	4483.68	1080.00	864.00	5779.68	0.659	0.857	0.882	0.481	0.419	0.154	888.31	755.06	810.36	509.98
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	4483.68	1080.00	864.00	5779.68	0.659	0.857	0.628	0.409	0.403	0.170	982.88	835.44	825.88	692.15
Pórticos de Acero estructural	937.99	1080.00	864.00	2233.99	1.152	1.498	2.370	2.290	1.879	0.103	229.24	194.86	101.52	98.96
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	973.24	1080.00	864.00	2269.24	0.982	1.277	1.368	1.109	0.784	0.103	234.11	198.99	172.17	147.24
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	960.73	1080.00	864.00	2256.73	0.982	1.277	1.339	1.073	0.760	0.103	232.82	197.89	175.24	148.29
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	957.32	1080.00	864.00	2253.32	0.982	1.277	1.340	1.069	0.754	0.103	232.46	197.60	178.87	148.01
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.390	1.357	1.166	0.111	550.25	467.71	357.73	351.52
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.498	1.463	1.257	0.111	550.25	467.71	335.25	329.82
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.522	1.487	1.278	0.111	550.25	467.71	330.61	325.34
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.581	1.544	1.327	0.111	550.25	467.71	320.17	315.26
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.641	1.602	1.377	0.111	550.25	467.71	310.36	305.81
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.702	1.662	1.428	0.111	550.25	467.71	301.06	296.59
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 Vf'c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.834	1.792	1.539	0.111	550.25	467.71	280.56	276.07
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BXh	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.604	1.913	1.447	0.111	550.25	467.71	266.39	307.57
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.957	1.568	1.504	0.111	550.25	467.71	313.16	260.60
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales variable	3439.20	1080.00	864.00	4735.20	1.063	1.383	1.755	1.715	1.464	0.111	526.35	447.39	274.27	270.04
Pórticos de Hormigón armado COL60X60	3224.16	1080.00	864.00	4520.16	1.063	1.383	1.939	1.894	1.629	0.111	502.44	427.08	245.77	241.42
Pórticos de Hormigón armado COL80X80	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.770	1.728	1.485	0.111	550.25	467.71	290.51	285.73
Pórticos de Hormigón armado COL100X100	4207.20	1080.00	864.00	5503.20	1.063	1.383	1.686	1.649	1.393	0.111	611.71	519.96	333.00	329.67
Pórticos de Hormigón armado COL120X120	4883.04	1080.00	864.00	6179.04	1.063	1.383	1.617	1.585	1.296	0.111	686.84	583.81	384.32	381.69
Pórticos de Hormigón armado COL150X150	6127.20	1080.00	864.00	7423.20	1.063	1.383	1.520	1.494	1.146	0.111	825.13	701.36	484.28	481.72
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	3654.24	1296.00	864.00	5166.24	1.063	1.383	1.809	1.766	1.513	0.111	574.26	488.12	296.97	292.16
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	3654.24	1728.00	864.00	5598.24	1.063	1.383	1.884	1.84	1.569	0.111	622.28	528.94	309.53	304.69

Gráfico 154 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración

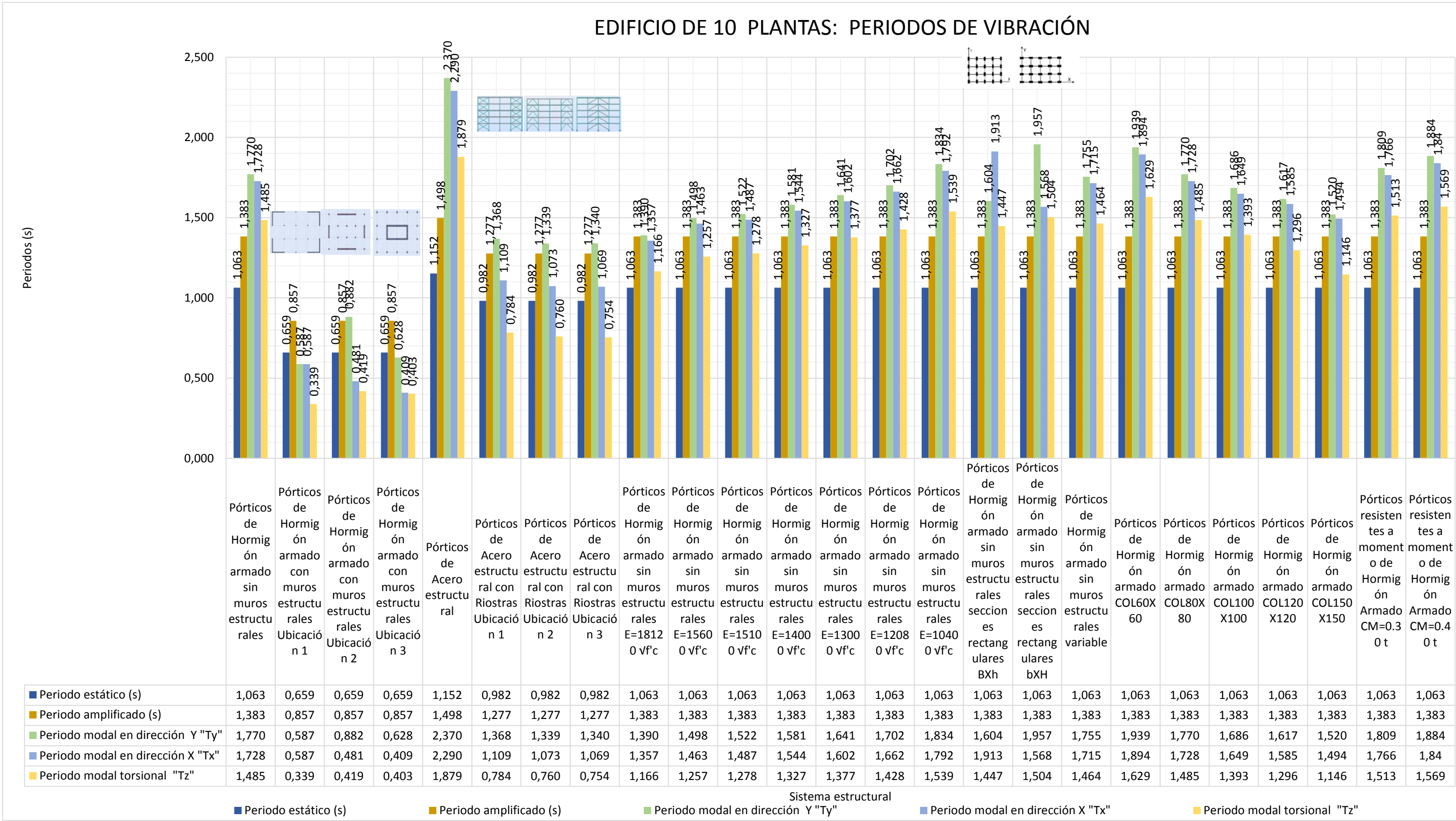


Gráfico 155 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico

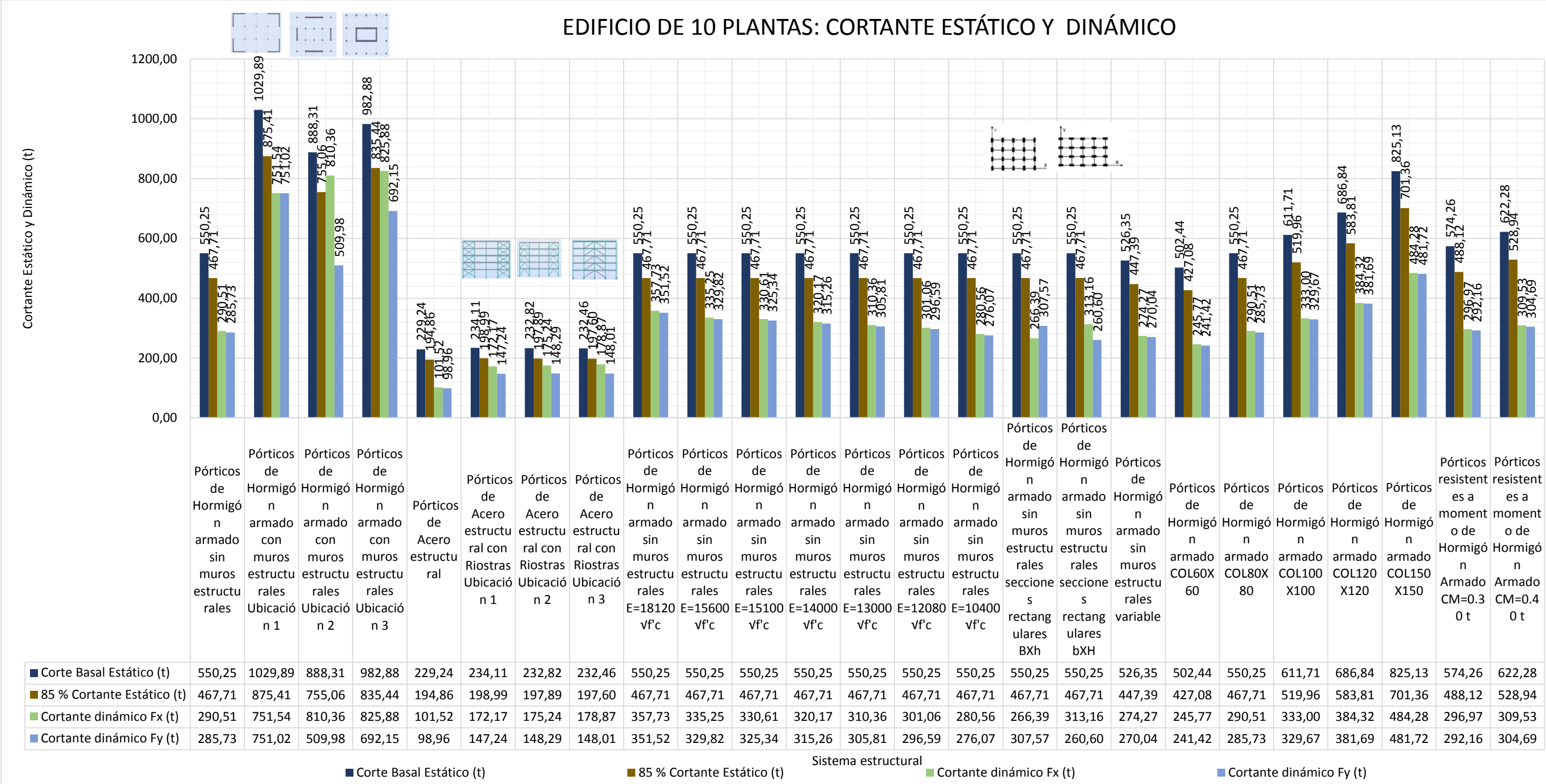
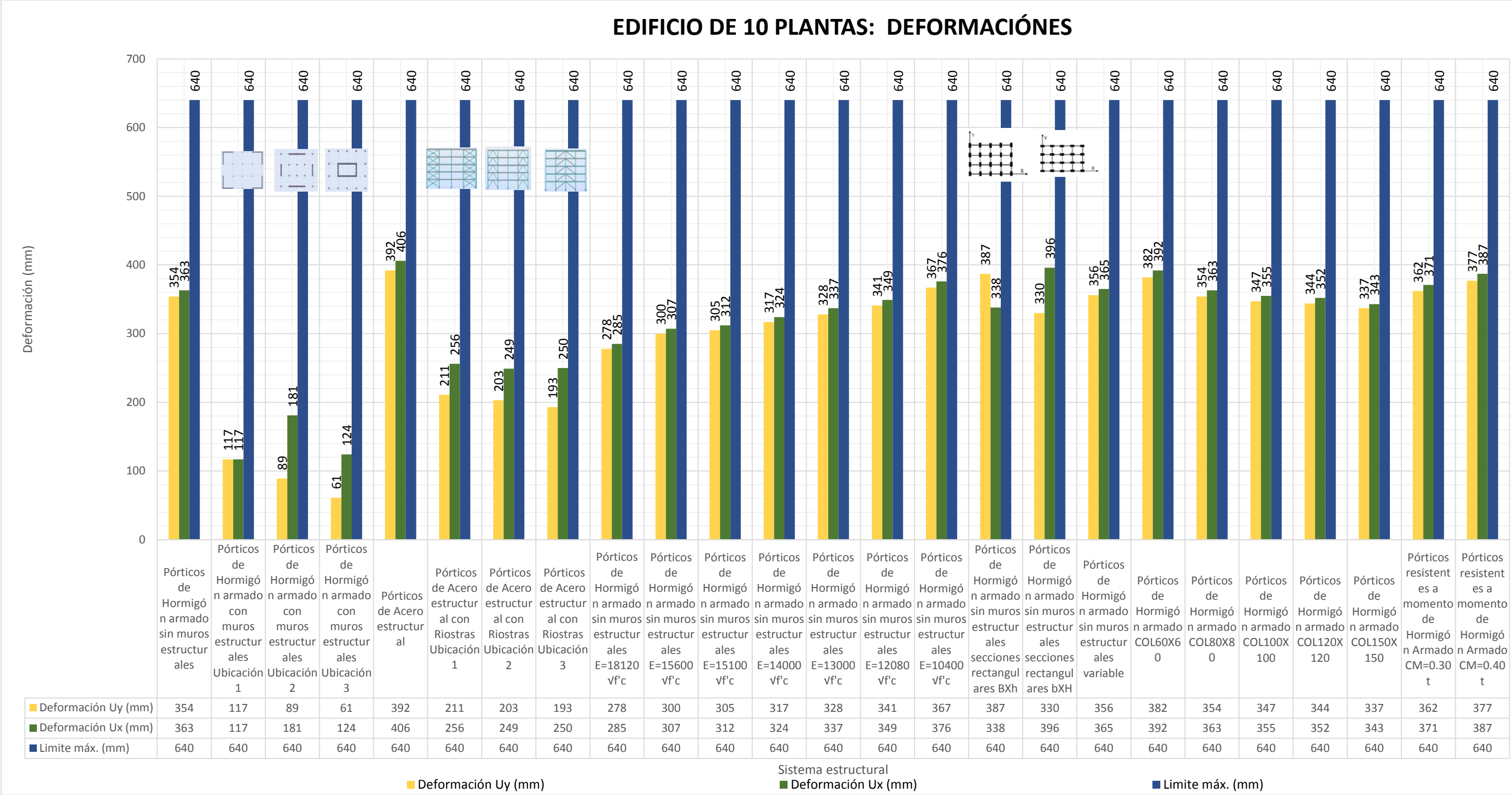




Tabla 128 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 50%

EDIFICIOS DE 10 PLANTAS AGRIETADO 50 %																	
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Límite máx. (mm)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	2.088	2.041	1.756	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	354	363	640
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	4760.16	1080.00	864.00	6056.16	0.659	0.857	0.600	0.600	0.343	0.170	1029.89	875.41	875.41	875.41	117	117	640
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	4483.68	1080.00	864.00	5779.68	0.659	0.857	0.929	0.490	0.430	0.154	888.31	755.06	810.36	755.06	89	181	640
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	4483.66	1080.00	864.00	5779.66	0.659	0.857	0.644	0.414	0.408	0.170	982.88	835.44	835.44	835.44	61	124	640
Pórticos de Acero estructural	937.99	1080.00	864.00	2233.99	1.152	1.498	2.370	2.290	1.879	0.103	229.24	194.86	194.86	194.86	392	406	640
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	973.24	1080.00	864.00	2269.24	0.982	1.277	1.368	1.109	0.784	0.103	234.11	198.99	198.99	198.99	211	256	640
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	960.73	1080.00	864.00	2256.73	0.982	1.277	1.339	1.073	0.760	0.103	232.82	197.89	197.89	197.89	203	249	640
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	957.32	1080.00	864.00	2253.32	0.982	1.277	1.340	1.069	0.754	0.103	232.46	197.60	197.60	197.60	193	250	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.640	1.603	1.379	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	278	285	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.768	1.727	1.486	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	300	307	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.797	1.756	1.511	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	305	312	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.866	1.824	1.569	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	317	324	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.936	1.892	1.628	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	328	337	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	2.009	1.963	1.689	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	341	349	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 v/c	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	2.165	2.116	1.820	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	367	376	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares Bxh	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	1.892	2.260	1.711	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	387	338	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	2.310	1.851	1.779	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	330	396	640
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales variable	3439.20	1080.00	864.00	4735.20	1.063	1.383	2.071	2.025	1.731	0.111	526.35	447.39	447.39	447.39	356	365	640
Pórticos de Hormigón armado COL60X60	3224.16	1080.00	864.00	4520.16	1.063	1.383	2.286	2.235	1.926	0.111	502.44	427.08	427.08	427.08	382	392	640
Pórticos de Hormigón armado COL80X80	3654.24	1080.00	864.00	4950.24	1.063	1.383	2.088	2.041	1.756	0.111	550.25	467.71	467.71	467.71	354	363	640
Pórticos de Hormigón armado COL100X100	4207.20	1080.00	864.00	5503.20	1.063	1.383	1.991	1.949	1.647	0.111	611.71	519.96	519.96	519.96	347	355	640
Pórticos de Hormigón armado COL120X120	4883.04	1080.00	864.00	6179.04	1.063	1.383	1.911	1.874	1.533	0.111	686.84	583.81	583.81	583.81	344	352	640
Pórticos de Hormigón armado COL150X150	6127.20	1080.00	864.00	7423.20	1.063	1.383	1.796	1.766	1.354	0.111	825.13	701.36	701.36	701.36	337	343	640
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30t	3654.24	1296.00	864.00	5166.24	1.063	1.383	2.134	2.086	1.790	0.111	574.26	488.12	488.12	488.12	362	371	640
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40t	3654.24	1728.00	864.00	5598.24	1.063	1.383	2.224	2.173	1.855	0.111	622.28	528.94	528.94	528.94	377	387	640

Gráfico 156 Resumen de edificios de 10 plantas agrietadas 50%: Deformaciones



## 5.4 Análisis de edificios de 20 plantas

Finalmente se presentan los resultados obtenidos en el edificio de 20 plantas para cada caso, donde se realiza comparaciones de resultados con el fin de hallar conclusiones y recomendaciones, basándose en las gráficas donde resume todos los análisis estudiados.

- En primer lugar se analiza el uso de muros de corte, como se muestra en la gráfica se resume el análisis para cada ubicación muros, con el fin comparar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura.

Con el uso de muros se analiza, que los periodos de vibración se reducen notablemente, sin embargo el que presenta un mejor comportamiento es la primera ubicación de confinamiento desde las esquinas, ya que controla eficientemente las traslaciones puras tanto en x como en y, sin embargo estos sobrepasan al periodo amplificado.

Ubicando los muros en el centro, se obtiene un buen desempeño controlando el periodo  $T_x$ , lo cual no sucede con el periodo  $T_y$  el cual incrementa su valor superando el periodo amplificado.

Finalmente la ubicación de muros en los extremos de la estructura presenta un aceptable control del periodo  $T_x$ , no así, en el periodo  $T_y$  el cual es un control muy pobre

Se observa que el corte basal obtenido por el análisis dinámico tiene un importante aumento, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al incluir muros.

Se observa que la ubicación más apropiada, es el confinamiento desde las esquinas

puesto que controla eficientemente tanto  $F_x$  como  $F_y$ , manteniéndolos con valores similares además de estar por debajo del mínimo permitido.

En este caso como los periodos obtenidos en todas las ubicaciones de muros, supera el periodo amplificado se trabaja con dicho periodo, con lo cual todas las estructuras tienen el mismo factor “ $C_s$ ” y por ende el mismo corte estático. Ubicando los muros tanto en el centro como en los extremos obtiene un excelente control sobre el corte  $F_y$ , no así sobre el corte  $F_x$  el cual tiene un valor aceptable.

De igual manera ubicando los muros en las esquinas se obtiene las deformaciones parecidas tanto en el eje  $x$  como en  $y$ , en cambio en las otras ubicaciones existe una reducción importante en el eje  $x$ , sin embargo el eje  $y$ , aumenta considerablemente, en especial cuando ubicamos los muros en los extremos del edificio.

- En este punto se analiza las estructuras de acero correspondiente al edificio de 20 plantas, para estos edificios también se considera la ubicación de riostras, con el fin de comparar sus efectos sobre el comportamiento dinámico de la estructura de acero.

En primer lugar se observa que una estructura de acero tiene periodos de vibración más altos que en un edificio de hormigón armado, lo cual es lógico ya que una estructura de acero se caracteriza por ser liviano y por ende más flexible.

Se nota que los periodos de vibración se reducen notablemente, aunque para el edificio de 20 plantas sus periodos dinámicos son muy superiores al periodo estático, sin embargo el que presenta un mejor comportamiento es la ubicación de riostras en forma

de “V invertida uniendo dos paneles”, ya que sus valores son casi similares a los demás para el periodo  $T_y$ , pero presenta el mejor control para el periodo  $T_x$ , por lo cual se recomienda esta forma de ubicar las riostras.

Es lógico que una estructura de acero tenga menor cortante estático como dinámico, a comparación de una estructura de hormigón, ya que el edificio de acero es mucho más liviano que un edificio de hormigón.

En cuanto al corte basal obtenido por el análisis dinámico, se observa un importante aumento a comparación con la estructura sin riostras, esto se da porque se aumenta el peso propio de la estructura al colocar riostras. Se observa que por la forma rectangular de la estructura se requiere colocar más cantidad riostras en el eje  $x$ , lo cual se nota que en todas las ubicaciones de riostra aumenta el corte  $F_x$ , cuyos valores son muy similares, además de mantenerse por debajo del mínimo del corte estático, sin embargo se considera que una estructura debe ser en lo posible liviana la ubicación de riostras número tres es la ideal.

En cuanto a las deformaciones se nota que ubicar la riostra en forma de “V invertida uniendo dos paneles” reduce con mayor eficiencia la deformación  $u_x$ , mientras que en la deformación  $u_y$ , sus valores son similares a las demás ubicaciones de riostras.

- En este punto se analiza el efecto que produce la reducción en el módulo elástico, como se sabe que la rigidez de la estructura esta función de módulo de elasticidad, se verifica su influencia sobre los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 20 plantas

Se observa que a medida que disminuye el módulo elástico, el periodo natural de vibración aumenta de valor, esto se da porque la estructura pierde rigidez y se hace más flexible, por ende en presencia de un sismo una estructura flexible tiende a vibrar más.

En cuanto al cortante basal una disminución en el módulo elástico genera un decremento en el corte dinámico

Se observa que las deformaciones aumentan a medida que el modulo elástico disminuye, ya que la estructura pierde rigidez y aumenta su flexibilidad y por ende incrementa sus deformaciones.

- A continuación se estudia el comportamiento considerando el cambio de orientación en las columnas, se recuerda que los edificios inicialmente son de sección cuadrada, los cuales se alteran a secciones rectangulares, dicho esto se procede con el análisis en cuanto al periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 20 plantas

Se observa que el periodo de vibración aumenta significativamente, en el eje paralelo al lado menor de las columnas, ya que pierde rigidez por reducción en la inercia de la columna según cual sea su eje.

Se nota que en la estructura con columnas rectangulares, cuyo lado mayor es paralelo al eje Y, tiene todos sus periodos menores a la estructura con columnas cuadradas. En cuanto a la estructura con columnas rectangulares, cuyo lado mayor es paralelo al eje

X, el periodo  $T_y$  es mayor, y el periodo  $T_x$  es inferior a los obtenidos por columnas cuadradas, a pesar de la forma del edificio, por lo cual se concluye que orientar las columnas rectangulares, cuyo lado mayor es paralelo al eje Y, es de gran utilidad para disminuir los periodos para estructuras de gran altura.

Con respecto al corte basal, sucede lo opuesto al periodo, es decir, el cortante dinámico aumenta en el eje paralelo al lado mayor de las columnas, ya que existe mayor inercia en la columna.

Con el aumento en la inercia en las columnas de secciones rectangulares, en ambos casos sus cortes dinámicos superan al hallado con columnas cuadradas, sin embargo a diferencia de los edificios de menor altura, se observa que ya no existe tanta diferencia entre los cortes  $F_x$  y  $F_y$ , inclusive se obtiene un aceptable comportamiento para la estructura con columnas rectangulares cuyo lado mayor es paralelo al eje Y.

En cuanto a las deformaciones, se observa que aumentan significativamente en el eje paralelo al lado menor de las columnas, sin embargo no exceden el límite permitido por la NEC 2011. De la misma manera se nota que en un edificio de gran altura con una adecuada orientación de la columna rectangular, ayuda a controlar las deformaciones del edificio, como es en el caso de la estructura con columnas rectangulares con su lado mayor paralelo al eje Y, el cual ayuda a disminuir eficientemente la deformación “ $u_y$ ” pero sin descuidar la deformación “ $u_x$ ” manteniéndolos en valores muy similares.

- En el análisis de rigidez en altura, como se muestra en la gráfica existen edificios donde se mantiene una misma sección en toda la estructura, y otra donde se disminuye la sección de la columna a medida que aumenta de altura, explicado estos detalles se procede al análisis en cuanto a los periodos de vibración, cortante basal y deformaciones.

Se analiza los resultados obtenidos en cuanto a los periodos de vibración. Se observa que a medida que se aumenta la sección de las columnas en los edificios, cuyas secciones se mantienen constantes a lo largo de su altura, el periodo de vibración disminuye hasta un punto donde la estructura se vuelve muy pesada, y el periodo comienza aumentar nuevamente. En cambio en el edificio de columnas de sección variable, se obtiene un equilibrio que permite reducir el valor del periodo de vibración con una estructura más liviana.

En cuanto al corte basal se observa que las estructuras con columnas de sección constante, aumentan tanto el corte estático como dinámico a medida que incrementan de sección las columnas, ya que la estructura incrementa el peso propio, en cambio cuando reducimos las secciones a lo largo de la altura del edificio, el corte disminuye sin que la estructura sea demasiado flexible.

En las deformaciones sucede lo mismo que en los periodos de vibración, ya que disminuyen hasta un punto donde la estructura nuevamente incrementan las deformaciones, para el caso de columnas con sección constantes, sin embargo, se obtiene un buen comportamiento cuando se trabaja con secciones de columnas variables, ya que se obtiene una estructura más liviana con deformaciones aceptables.



Una vez realizado el análisis completo de rigidez en altura, se considera que el uso de secciones variable en una estructura da como resultado un eficiente comportamiento de la estructura, ya que se obtiene un edificio liviano y por ende corte estático y dinámico menores, con periodos de vibración menores y deformaciones aceptables.

- Finalmente se analiza el incremento en la masa sísmica de 0.25 toneladas de la carga muerta a 0.30 y 0.40 toneladas, con el fin de verificar el impacto que produce en los periodos de vibración, corte basal y deformaciones para el edificio de 10 plantas

Se observa que los periodos de vibración aumentan, si se incrementa la carga muerta en la estructura.

Se nota que los cortantes obtenidos por el análisis dinámico aumentan su valor, ya que se incrementa su masa sísmica en la estructura.

De la misma manera se observa, que las deformaciones aumentan a medida que se aumenta sus cargas.

**Tabla 129 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70%**

EDIFICIOS DE 20 PLANTAS AGRIETADO 70 %														
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.114	3.010	2.543	0.060	682.21	579.88	389.01	381.66
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	11072.64	2160.00	1728.00	13664.64	1.109	1.441	1.662	1.614	0.976	0.091	1248.78	1061.47	782.15	781.26
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	10519.68	2160.00	1728.00	13111.68	1.109	1.441	2.110	1.341	1.119	0.091	1198.25	1018.51	846.04	623.80
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	10519.68	2160.00	1728.00	13111.68	1.109	1.441	1.716	1.182	0.856	0.091	1198.25	1018.51	924.73	724.44
Pórticos de Acero estructural	1920.82	2160.00	1728.00	4512.82	2.006	2.607	4.675	4.478	3.623	0.059	265.97	226.08	94.99	90.09
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	1991.33	2160.00	1728.00	4583.33	1.652	2.147	3.178	2.727	1.878	0.061	281.15	238.98	175.05	145.35
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	1966.30	2160.00	1728.00	4558.30	1.652	2.147	3.138	2.674	1.843	0.061	279.62	237.68	174.73	144.68
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	1959.48	2160.00	1728.00	4551.48	1.652	2.147	3.143	2.424	1.737	0.061	279.20	237.32	177.02	144.39
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.446	2.364	1.997	0.077	886.87	753.84	489.96	478.70
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.636	2.548	2.152	0.060	682.21	579.88	456.15	446.36
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.679	2.590	2.187	0.060	682.21	579.88	449.14	439.66
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.782	2.690	2.272	0.060	682.21	579.88	433.32	424.54
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.887	2.791	2.357	0.060	682.21	579.88	418.41	410.32
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.995	2.895	2.445	0.060	682.21	579.88	404.20	396.45
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vI'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.228	3.121	2.636	0.060	682.21	579.88	375.27	368.51
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BXh	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.031	3.096	2.535	0.060	682.21	579.88	383.15	387.27
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.201	2.929	2.562	0.060	682.21	579.88	399.22	371.26
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales variable	7045.92	2160.00	1728.00	9637.92	1.985	2.580	2.996	2.906	2.415	0.060	574.10	487.99	306.82	302.28
Pórticos de Hormigón armado COL60X60	6894.72	2160.00	1728.00	9486.72	1.985	2.580	3.552	3.420	2.859	0.060	565.10	480.33	288.77	282.04
Pórticos de Hormigón armado COL80X80	7754.88	2160.00	1728.00	10346.88	1.985	2.580	3.195	3.080	2.609	0.060	616.33	523.88	345.86	337.77
Pórticos de Hormigón armado COL100X100	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.114	3.010	2.543	0.060	682.21	579.88	389.01	381.66
Pórticos de Hormigón armado COL120X120	10212.48	2160.00	1728.00	12804.48	1.985	2.580	3.108	3.013	2.489	0.060	762.73	648.32	433.70	428.75
Pórticos de Hormigón armado COL150X150	12700.80	2160.00	1728.00	15292.80	1.985	2.580	3.125	3.041	2.355	0.060	910.95	774.31	516.86	515.64
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	8860.80	2592.00	1728.00	11884.80	1.985	2.580	3.173	3.067	2.583	0.060	707.94	601.75	396.27	388.96
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	8860.80	3456.00	1728.00	12748.80	1.985	2.580	3.288	3.179	2.661	0.060	759.41	645.50	410.40	403.20

Gráfico 157 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70%: Periodos de vibración

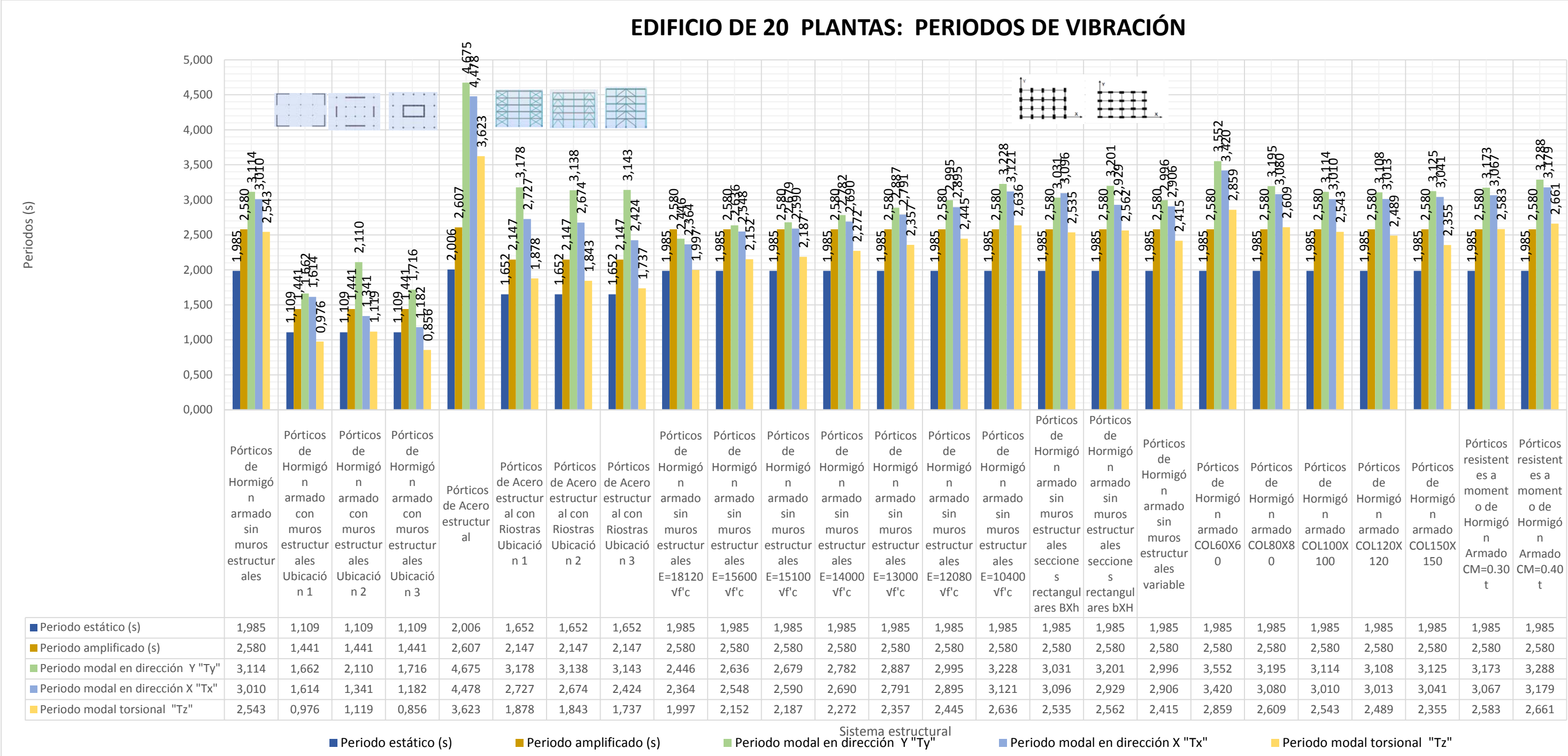


Gráfico 158 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 70%: Corte estático y dinámico

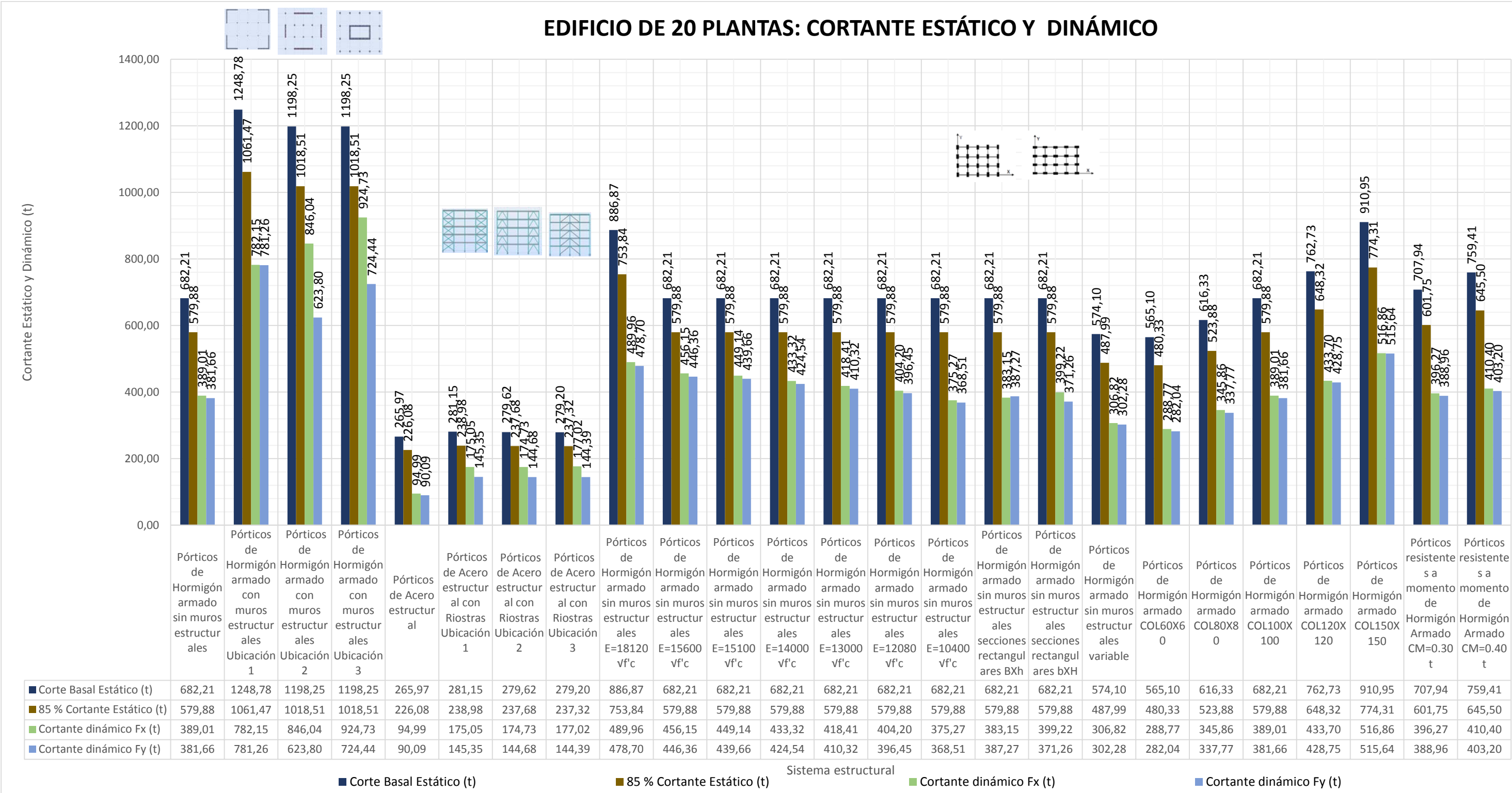
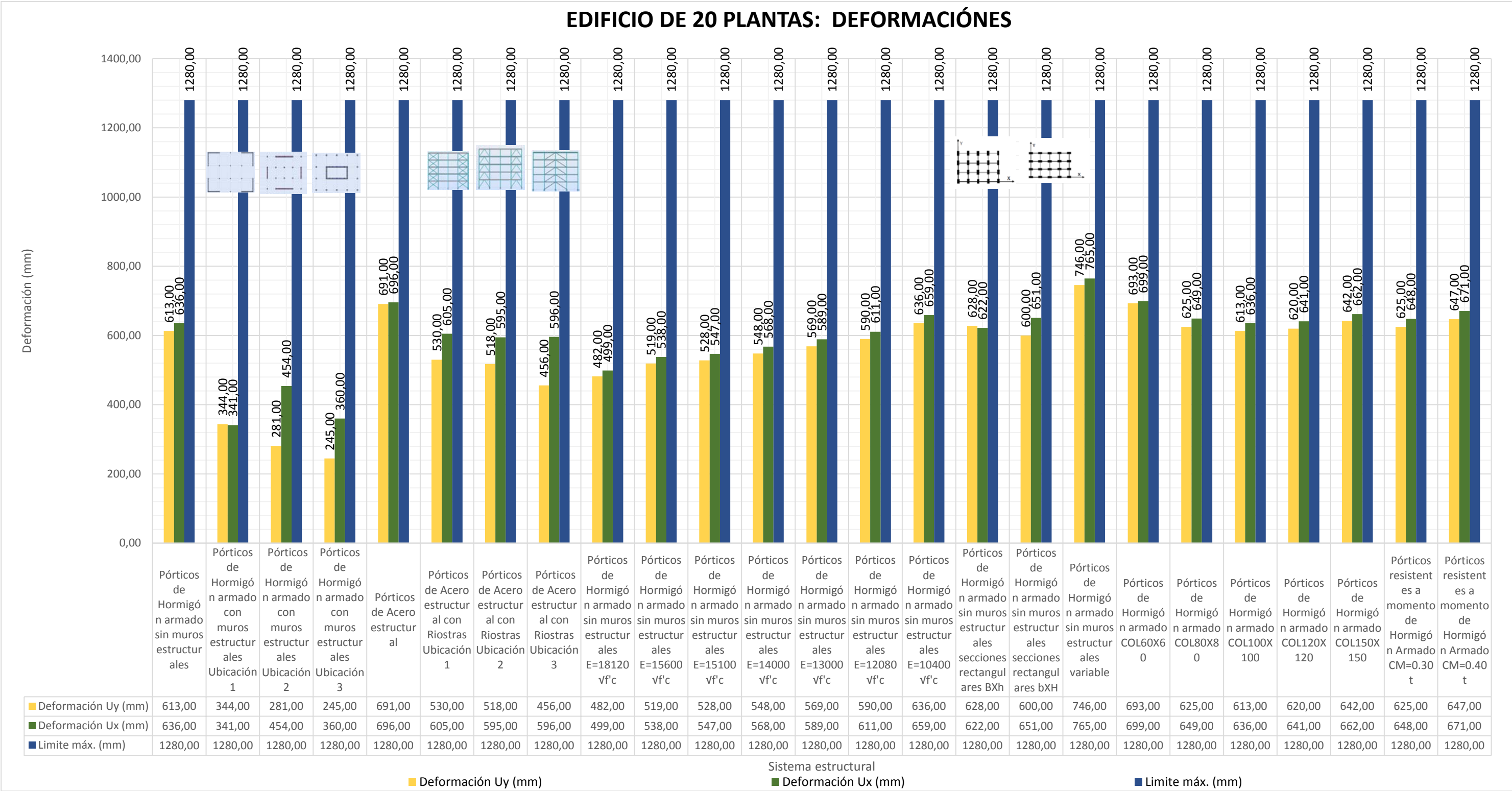


Tabla 130 Resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 50%

EDIFICIOS DE 20 PLANTAS AGRIETADO 50 %																	
DESCRIPCIÓN	Peso Propio (t)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)	Carga sísmica W (t)	Periodo estático (s)	Periodo amplificado (s)	Periodo modal en dirección Y "Ty"	Periodo modal en dirección X "Tx"	Periodo modal torsional "Tz"	Cs	Corte Basal Estático (t)	85 % Cortante Estático (t)	Cortante dinámico Fx (t)	Cortante dinámico Fy (t)	Deformación Uy (mm)	Deformación Ux (mm)	Límite máx. (mm)
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.652	3.539	3.004	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	613.00	636.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 1	11072.64	2160.00	1728.00	13664.64	1.109	1.441	1.723	1.713	1.025	0.091	1248.78	1061.47	1061.47	1061.47	344.00	341.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 2	10519.68	2160.00	1728.00	13111.68	1.109	1.441	2.312	1.413	1.202	0.091	1198.25	1018.51	1018.51	1018.51	281.00	454.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado con muros estructurales Ubicación 3	10519.68	2160.00	1728.00	13111.68	1.109	1.441	1.820	1.228	0.872	0.091	1198.25	1018.51	1018.51	1018.51	245.00	360.00	1280.00
Pórticos de Acero estructural	1920.82	2160.00	1728.00	4512.82	2.006	2.607	4.675	4.478	3.623	0.059	265.97	226.08	226.08	226.08	691.00	696.00	1280.00
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 1	1991.33	2160.00	1728.00	4583.33	1.652	2.147	3.178	2.727	1.878	0.061	281.15	238.98	238.98	238.98	530.00	605.00	1280.00
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 2	1966.30	2160.00	1728.00	4558.30	1.652	2.147	3.138	2.674	1.843	0.061	279.62	237.68	237.68	237.68	518.00	595.00	1280.00
Pórticos de Acero estructural con Riostras Ubicación 3	1959.48	2160.00	1728.00	4551.48	1.652	2.147	3.143	2.424	1.737	0.061	279.20	237.32	237.32	237.32	456.00	596.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=18120 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	2.868	2.779	2.359	0.060	682.21	579.88	753.84	753.84	482.00	499.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15600 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.091	2.995	2.543	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	519.00	538.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=15100 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.141	3.044	2.585	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	528.00	547.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=14000 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.262	3.162	2.684	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	548.00	568.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=13000 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.386	3.281	2.786	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	569.00	589.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=12080 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.512	3.404	2.890	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	590.00	611.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales E=10400 vlf'c	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.785	3.668	3.114	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	636.00	659.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares BxH	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.553	3.641	2.995	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	628.00	622.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales secciones rectangulares bXH	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.755	3.443	3.028	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	600.00	651.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado sin muros estructurales variable	7045.92	2160.00	1728.00	9637.92	1.985	2.580	3.513	3.416	2.852	0.060	574.10	487.99	487.99	487.99	746.00	765.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado COL60X60	6894.72	2160.00	1728.00	9486.72	1.985	2.580	4.134	3.999	3.376	0.060	565.10	480.33	480.33	480.33	693.00	699.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado COL80X80	7754.88	2160.00	1728.00	10346.88	1.985	2.580	3.734	3.612	3.082	0.060	616.33	523.88	523.88	523.88	625.00	649.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado COL100X100	8860.80	2160.00	1728.00	11452.80	1.985	2.580	3.652	3.539	3.004	0.060	682.21	579.88	579.88	579.88	613.00	636.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado COL120X120	10212.48	2160.00	1728.00	12804.48	1.985	2.580	3.652	3.547	2.942	0.060	762.73	648.32	648.32	648.32	620.00	641.00	1280.00
Pórticos de Hormigón armado COL150X150	12700.80	2160.00	1728.00	15292.80	1.985	2.580	3.680	3.585	2.783	0.060	910.95	774.31	774.31	774.31	642.00	662.00	1280.00
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.30 t	8860.80	2592.00	1728.00	11884.80	1.985	2.580	3.721	3.606	3.052	0.060	707.94	601.75	601.75	601.75	625.00	648.00	1280.00
Pórticos resistentes a momento de Hormigón Armado CM=0.40 t	8860.80	3456.00	1728.00	12748.80	1.985	2.580	3.855	3.736	3.145	0.060	759.41	645.50	645.50	645.50	647.00	671.00	1280.00

Gráfico 159 resumen de edificios de 20 plantas agrietadas 50%: Deformaciones



# **CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **6.1 Conclusiones**

En edificios de hormigón armado de baja altura, se concluye, que el corte obtenido por el análisis dinámico, no presenta ningún cambio al reducir el modulo elástico del concreto

Aumentar las cargas ya sea, carga muerta o carga viva, no genera ningún efecto en periodos de vibración, ni en deformaciones para una estructura de 2 pisos.

Se observa que mientras el módulo de elasticidad disminuye, los periodos y deformaciones aumentan sin importar la altura del edificio.

Se concluye que el módulo elástico es proporcional a los cortes obtenidos por el análisis dinámico, es decir, el modulo elástico decrece conjuntamente con los cortes dinámicos a partir del edificio de 5 pisos.

Aumentar el peso reactivo de la estructura incrementa el valor de los cortes dinámicos, periodos vibración y deformaciones a partir del edificio de 5 pisos.

En una estructura de acero se obtiene periodos de vibración más altos, por ende deformaciones mayores que en un edificio de hormigón armado, además se concluye

que un edificio de acero tiene cortes tanto estáticos como dinámicos, menores que una estructura de hormigón armado, por tratarse de una estructura liviana.

En estructuras de hormigón armado con columnas rectangulares, los valores obtenidos en los periodos de vibración en cada dirección modal, se asemejan, a medida que la estructura aumenta en altura.

Al trabajar con columnas rectangulares, se obtiene un buen desempeño en el cortante dinámico, si se orienta las columnas con el fin de controlar el centro de rigidez.

Se concluye que el uso de columnas rectangulares en cuanto a las deformaciones, resulta ineficiente en estructuras de baja altura, ya que sus deformaciones son muy excesiva para el eje menos rígido, pero a medida que la estructura aumenta de tamaño su comportamiento ante deformaciones mejora, y se obtiene eficientes control para ambos ejes, inclusive mejor control que al usar columnas cuadradas.

Para edificios con muros estructurales de baja altura, el periodo dinámico se encuentra por debajo del periodo estático, sin embargo a medida que aumenta de altura de la estructura, el periodo dinámico se acerca al estático hasta superarlo.

Utilizar muros estructurales reduce periodos de vibración y deformaciones, sin embargo la forma de ubicarlos es un factor muy influyente en la estructura, con lo cual, ubicar los muros estructurales en las esquinas del edificio es el modelo más eficiente porque controla ambos ejes para cada caso.



Se concluye que el corte basal tanto estático como dinámico, aumenta significativamente con la presencia de muros estructurales, cuya ubicación es un factor influyente en su comportamiento, por ende ubicar los muros en las esquinas de la estructura, se controla ambos ejes.

En edificios con riostras rigidizadoras de baja altura, el periodo dinámico se encuentra por debajo del periodo estático, sin embargo a medida que aumenta de altura de la estructura el periodo dinámico se acerca al estático hasta superarlo.

Utilizar riostras reduce eficientemente los periodos de vibraciones y deformaciones, sin embargo, ubicar las riostras expuestas en esta investigación no representa mayor diferencia, sin embargo considerando aspectos como peso de la estructura y economía, la ubicación 3 es la ideal, ya que su eficiencia mejora, a medida que el edificio aumenta de altura.

Se concluye que el corte basal tanto estático como dinámico aumentan con la aplicación de riostras rigidizadoras, sin embargo se observa, que para estructuras de baja altura el corte dinámico especialmente en el eje x es mayor que el mínimo del cortante estático, pero a medida que el edificio aumenta de altura el corte dinámico va teniendo valores inferiores al mínimo del estático.

Aumentar las secciones en las columnas, disminuye el periodo de vibración y deformaciones, puesto que la estructura aumenta de rigidez, sin embargo cuando la estructura está sobredimensionada, esta puede incrementar el periodo y deformaciones, ya que al ser una estructura pesada se obtiene un corte basal alto, por

lo cual, al distribuir las fuerzas laterales este no alcanza a disiparse, si el edificio no tiene la altura necesaria.

Al reducir las secciones en las columnas, a medida que el edificio aumenta su altura se obtiene un comportamiento eficiente, ya que, se reduce el corte basal al mantener la estructura liviana, pese a esto, conserva deformaciones aceptables y los periodos de vibración se asemeja al obtenido en el edificio con columnas constantes.

En la nueva actualización NEC 2014 se aumenta periodo de vibración estático en edificios con pórtico resistente a momento y en edificios con muros estructurales, producto del incremento del coeficiente  $C_t$ .

Con la disminución de los factores de sitio para un suelo C en una zona de peligro sísmico V cuyo valor  $Z=0.4g$ , se obtiene como resultado un decremento en el coeficiente de aceleración  $S_a$ , y con ello se reduce también el factor  $C_s$  que da como resultado final un menor Cortante Basal estático al compáralo con la NEC 2011

Se concluye que la NEC 2014 se ha ajusta de mejor manera los periodos de vibración estáticos, con respecto a los periodos obtenidos por el análisis dinámico, ya que en la NEC 2011 existe demasiada diferencia entre ambos periodos e incluso amplificando al 30% al periodo estático.

En NEC 2014 se reduce el cortante basal, al disminuir el factor  $C_s$  y al aumentar el factor de reducción  $R$ , con esto, se obtiene valores más cercanos a los cortes

obtenidos por el análisis dinámico, ya que en la NEC 2011 sus valores son muy altos al compararlos con los cortes dinámicos.

## **6.2 Recomendaciones**

Se recomienda siempre el uso de estructuras simétricas, evitando problemas de torsión.

Es recomendable que las estructuras sean en lo posibles regulares, tanto en planta como en elevación, para su mejor desempeño ante la presencia de un sismo

Para estructuras de baja altura se recomienda el uso de columnas de sección cuadrada, en cambio edificios de gran altura es aconseja utilizar columnas rectangulares, ya que su comportamiento es eficiente ante periodos de vibración, cortante dinámico y deformaciones.

Se recomienda ubicar los muros de corte en las esquinas de la estructura, ya que presenta mejor comportamiento en periodos de vibración, corte basal y deformaciones en ambos ejes y para cada altura de la estructura.

Para estructuras de acero, se aconseja rigidizar la estructura aplicando la ubicación 3 de riostras, ya que presenta mejor comportamiento en periodos de vibración, corte basal y deformaciones en ambos ejes y para cada altura de la estructura.

Se recomienda evitar reducciones bruscas en secciones de columnas, a medida que el edificio aumenta de altura, ya que con una adecuada reducción se obtiene excelentes

resultados, con estructuras más livianas que tiene cortes dinámicos y periodos menores a los edificios con secciones constantes, sin embargo se debe considerar que sus deformaciones no sean excesivas.

## Bibliografía

<https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6661/1/d-39078.pdf>

### Espectro

<http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%c3%b1o.pdf> (francisco crisafulli elbio villafañe) fecha: mayo 2002 espectros de respuesta y de diseño

### Cargas sísmicas

<file:///c:/users/gabriel1/desktop/puce/9%20nivel/dise%c3%91o%20sismoresistente/nec-se-dscarga%20sismica.pdf>

Norma ecuatoriana de la construcción NEC 2011- NEC 2014 cap. 2 peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary

American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10

American Institute Of Steel Construction, Ansi/Aisc 341-10, Ansi/Aisc 360-10, Ansi/Aisc 358-10

### Estructura de la tierra

<http://www.definicionabc.com/geografia/corteza-terrestre.php#ixzz3rdpvtwj>

<http://es.wikipedia.org/wiki/geosfera>

<http://www.taringa.net/posts/ciencia-educacion/5643043/nucleo-de-la-tierra.html>

### Epicentro fallas ecuador

[http://www.ecuadoracolors.com/ed2012\\_nov/pages/amb01.html](http://www.ecuadoracolors.com/ed2012_nov/pages/amb01.html)

## Composición de placas tectónica

[http://www.windows2universe.org/earth/interior/plate\\_tectonics.html&lang=sp](http://www.windows2universe.org/earth/interior/plate_tectonics.html&lang=sp)

## Fallas geológicas

<http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas/>

<http://www.inpres.gov.ar/docentes/fallas%20geol%c3%b3gicas.pdf>

<http://www.ikonet.com/es/diccionariovisual/tierra/geologia/placas-tectonicas.php>

<Http://es.scribd.com/doc/8394695/estructura-de-la-tierra#scribd>

## Tipos de ondas

[http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/ondas/ondas.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/ondas/ondas.html)

<http://www.geovirtual2.cl/geologiageneral/ggcap01c.htm>

## Sismología en ecuador

<http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/50-anos-sismos-ecuador-historia.html>

<http://www.igepn.edu.ec/index.php/informes-sismicos/sismicidad/sismicidad-2013>

<http://2012ultimasnoticias.blogspot.com/2011/06/sismos-el-temido-cinturon-de-fuego-del.html>

<http://noesevolucion.blogspot.com/2012/05/el-cinturon-de-fuego-del-pacifico.html>

<Http://lasmilrespuestas.blogspot.com/2012/10/que-es-un-sismografo.html>

<http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/disenio.htm>

<http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/analisisismicodeedificios.pdf>

<http://www.smis.org.mx/htm/sm5.htm>